

ZUM FESTIGKEITS- UND VERFORMUNGSVERHALTEN
VON BETON BEI INSTATIONÄREM UMGEBUNGSKLIMA

ARBEITSBERICHT III

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
Dipl.-Ing. H. Budelmann

Februar 1985

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Untersuchung im Auftrag der DFG:

Schwerpunktprogramm "Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau"

Az.: Ko 204/34

INHALTSVERZEICHNIS

1. ALLGEMEINES

2. VERSUCHSPROGRAMM

2.1 Betontrocknung

2.2 Kriechen und Schwinden

2.3 Temperaturdehnung

2.4 Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

2.5 Strukturuntersuchungen an Mörtel

3. BAUSTOFFE

3.1 Betonzusammensetzungen und Frischbetondaten

3.2 Würfeldruckfestigkeiten

4. VERSUCHSERGEBNISSE

4.1 Betontrocknung

4.2 Zeitabhängige Verformungen

4.2.1 Phänomenologische Beschreibung

4.2.2 Zusammenstellung der Meßergebnisse

4.2.3 Einflüsse auf Kriechverformungen

4.2.3.1 Temperaturhöhe

4.2.3.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

4.2.3.3 Aufheizung unter Last ("instationäres Kriechen")

4.2.3.4 Zyklische Klimaeinwirkung

4.2.3.5 Zuschlagart

4.2.4 Schwindverformungen

4.2.5 Anelastische Rückverformung

4.3 Temperaturdehnverhalten

4.4 Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

4.4.1 Einflüsse auf die Druckfestigkeit

4.4.1.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

4.4.1.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

4.4.1.3 Zyklische Klimaeinwirkung

4.4.1.4 Zuschlagart

4.4.2 Einflüsse auf die Spaltzugfestigkeit

4.4.2.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

4.4.2.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

4.4.2.3 Zyklische Klimaeinwirkung

4.4.2.4 Zuschlagart

4.4.3 Einflüsse auf den E-Modul und die Spannungs-Dehnungs- linie

4.4.3.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

4.4.3.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

4.4.3.3 Zyklische Klimaeinwirkung

4.4.3.4 Zuschlagart

4.4.4 Restwerte nach Kriechen für Druckfestigkeit und E-Modul

4.5 Veränderung der Porenstruktur von Mörtel

5. ZUSAMMENFASSUNG

6. OFFENE PROBLEME

7. LITERATUR

1. ALLGEMEINES

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, einen Beitrag zur Klärung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchungen für den Fall erhöhter Temperatur bis 95 °C zu liefern. Dabei soll besonderes Augenmerk auf zeitabhängige Temperatur- und Feuchteveränderungen, also instationäre Klimabedingungen gerichtet werden.

Zwischen einem Betonkörper und seiner Umgebungsluft findet Feuchteaustausch statt, der zumeist gasförmig als Dampfdiffusion erfolgt, und im stationären, isothermen Zustand erst dann zum Stillstand kommt, wenn kein Dampfkonzentrationsgefälle zwischen dem Betonporenraum und der Umgebungsluft mehr vorliegt, also hygrisches Gleichgewicht herrscht. Bei erhöhter Temperatur läuft der Diffusionsvorgang rascher ab. Außerdem wird das hygrische Gleichgewicht auf einem geringeren Feuchteniveau erreicht.

Neben den Lagerungsparametern Temperatur und Feuchtigkeit wird der Feuchteaustausch zwischen Beton und Umgebung, üblicherweise wird hier die Austrocknung angesprochen, hauptsächlich von den Abmessungen des betrachteten Körpers (O/V-Verhältnis) und den porenraumbestimmenden Größen bestimmt. Die letzteren sind u.a. der Wasser-Zementwert, die Zementart und der Hydratationsgrad.

Werden Betoneigenschaften bei erhöhter Temperatur betrachtet, so geschieht dies i.allg. für zwei Grenzsituationen der Betonfeuchtigkeit. Zum einen wird die Wasserabgabe unterbunden: Probekörper werden "versiegelt". Andernfalls wird Beton erhitzt und kann dabei frei austrocknen. Dabei wird der Höhe der Betonfeuchte, die sich einstellt und die von der relativen Feuchte der Umgebungsluft und der Temperatur abhängt, wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Je nach Temperaturhöhe und O/V-Verhältnis wird vereinfachend der "trocknende" bzw. "trockene" Zustand angesprochen.

Diese Vorgehensweise wird der Feuchtesituation in vergleichsweise dickwandigen Betonbauteilen näherungsweise gerecht. Denn dort bleibt, mit Ausnahme eines schmalen Randbereichs, der vereinfachend als frei trocknend betrachtet wird, der überwiegende Querschnitt feucht; er kann idealisiert als versiegelt betrachtet werden. Im Zuge der Reaktorforschung wurde für diese Vereinfachungen der klimatischen Verhältnisse ein umfangreicher Kenntnisstand zum Betonverhalten erarbeitet.

In dünnwandigen Bauteilen hingegen ist die Situation durch eine derartige Vereinfachung nicht zutreffend zu beschreiben: im überwiegenden Querschnittsbereich liegen orts- und zeitabhängige Temperatur und Feuchtigkeit vor. Beispiele hierzu sind folgende Bauwerke der Energietechnik: Wärmespeicherbecken, Kühltürme, Meerwasserentsalzungsanlagen und Kläranlagen.

Die mechanischen Kennwerte von Beton und besonders auch dessen rheologisches Verhalten sind deutlich vom Feuchtegehalt abhängig. Es wird vermutet, daß im Temperaturbereich bis 105 °C der Feuchteeinfluß möglicherweise den eigentlichen Temperatureinfluß übertrifft /1/. Es kann jedoch nicht als gesichert angenommen werden, daß die genannten "Grenzfeuchten" und der stationäre Temperaturzustand die relevanten Klimabedingungen zur zutreffenden Beschreibung der Betoneigenschaften bei erhöhter Temperatur darstellen.

Das Vorhaben soll dazu dienen, Betonkennwerte für erhöhte Temperatur und Feuchtegehalte zwischen den Grenzsituationen "versiegelt" und "trocken" zu erarbeiten, wobei auch der Einfluß veränderlicher Temperatur erfaßt werden soll. Die erlangten Kenntnisse sollen mit jenen verglichen werden, die für stationäre Temperatur und die genannten "Grenzfeuchten" in großer Zahl ermittelt wurden.

Der vorliegende Arbeitsbericht stellt Versuchsergebnisse zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten sowie zum zeitabhängigen Verformungsverhalten von Beton dar, die etwa bis zum Berichts-

termin erarbeitet wurden. Die übrigen Versuchsserien werden dem Versuchsprogramm entsprechend (s. Abschnitt 2) i.w. bis zum Ende des laufenden Antragszeitraumes abgeschlossen werden.

Der kommende Antragszeitraum dient, neben abschließenden Untersuchungen, vor allem dem Vergleich der erlangten Ergebnisse mit denen in der Literatur, die für i.w. "stationäre Klimasituationen" erarbeitet wurden. Hieraus werden ggf. "Anbindungsfunktionen" abgeleitet.

Die Ergebnisse werden im Schlußbericht zusammenfassend dokumentiert.

2. VERSUCHSPROGRAMM

2.1 Betontrocknung

Die Versuche zum zeitabhängigen Verformungsverhalten von Beton begleitend, wird der Feuchtegehalt der verwendeten Hohlzylinder ($d_a = 15 \text{ cm}$, $d_i = 5 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$) bei der Vorlagerung und im eigentlichen Versuchszeitabschnitt ermittelt. Die Feuchtebestimmung erfolgt an ca. 5 cm dicken Scheiben, die durch Zersägen von Hohlzylindern hergestellt werden. Die Scheiben werden mittels einer zentralen Zugstange wieder zu einem Paket zusammengespannt. Zwischen den Scheiben verhindern PVC-Einlagen den Feuchteaustausch der Scheiben untereinander, wodurch ein vertikaler Feuchtegradient vermieden wird. Abb. 2.1.1 zeigt schematisch einen Vertikalschnitt durch ein derartiges Scheibenpaket.

Der Gehalt an verdampfbarem Wasser wird zu mehreren Zeitpunkten auf gravimetrischem Wege ermittelt. Hierzu werden Scheiben gewogen und anschließend bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die Feuchtebestimmungen begleiten die Untersuchungen zeitgleich. Sie werden für alle untersuchten Klimabeanspruchungen und für Betone aus beiden Zuschlagarten, Quarzkies und Kalkstein, durchgeführt.

Abb. 2.1.2 zeigt anhand des schematischen zeitlichen Verlaufs des Wassergehaltes der Hohlzylinder, für welche klimatischen Variationen und zu welchen Zeitpunkten die Feuchtebestimmungen durchgeführt werden.

Bis zum Betonalter $\tau = 90 \text{ d}$ lagern die Proben bei 20°C versiegelt. Hierdurch wird erreicht, daß die Hydratation weitgehend abgeschlossen ist ($m \approx 0,90$). Anschließend wird der Beton gezielt "konditioniert", also auf unterschiedliche Feuchtegehalte getrocknet. Fortan kann von einem etwa konstanten, mittleren Hydratationsgrad ausgegangen werden; dies ist eine Grundvoraussetzung für eine vergleichbare Zementsteinporenstruktur.

Zwei Arten der Konditionierungslagerung werden gewählt: jeweils 60 d bei 20 °C/ 65 % r.F. und 20 °C/95 % r.F. Wirkt daran anschließend auf die Probe eine erhöhte Temperatur bei definierter relativer Feuchte der Umgebungsluft ein, so trocknet der Beton beschleunigt auf jenes Feuchteniveau aus, das von der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte abhängt.

Zu Beginn der Konditionierungslagerung, also bei Trocknungsbeginn, hat der Beton den Wassergehalt W_0 , der gleich dem Anmachwassergehalt W_A ist. Die erstmalige Feuchtebestimmung findet am Ende der Konditionierungslagerung im Betonalter $\tau = 150$ d statt. Im eigentlichen Versuchszeitabschnitt zwischen $\tau = 150$ d und $\tau = 210$ d bei erhöhter Temperatur finden mehrmalig Feuchtebestimmungen statt, so daß der Trocknungsablauf bei erhöhter Temperatur beschrieben werden kann.

2.2 Kriechen und Schwinden

Die prinzipielle Darstellung der Klima- und Lastgeschichten für Kriechversuche ist aus den Abb. 2.2.1 und 2.2.2 ersichtlich. Die Abbildungen verdeutlichen den Zusammenhang der Parameter Temperatur (hier 90 °C), Feuchte und Belastungszeitpunkt für die Kriechversuche.

Abb. 2.2.1 zeigt diejenigen Kriechversuche, die bei stationärer Temperatur (hier $T = 90$ °C) stattfinden.

In diesen Versuchen werden die Probekörper zunächst auf die Versuchstemperatur aufgeheizt und im Anschluß, im isothermen Zustand belastet. In den beiden mit $\varphi = \text{konst.}$ bezeichneten Serien 90/65 stat. und 90/95 stat. wird die relative Feuchtigkeit der Umgebungsluft konstant gehalten: die Probekörper trocknen in begrenztem Maße aus, wie ja in Abschn. 2.1 erläutert wurde.

In der mit $W = \text{konst.}$ gekennzeichneten Serie $T/W = \text{konst./stat.}$ soll der Kriechversuch bei der relativen Feuchtigkeit $\varphi = 95 \%$ und jener Temperatur durchgeführt werden, unter der keine weitere Betontrocknung auftritt: die nach der Vorlagerung bei $20^\circ\text{C}/65 \%$ r.F. erreichte Betonfeuchte bleibt näherungsweise konstant. Diese Temperatur wird in Trocknungsversuchen ermittelt.

Die Belastung der Probekörper erfolgt in den erläuterten Kriechserien für den stationären Temperaturfall ca. 3 Std. nach dem Erreichen der Versuchstemperatur. Diese Zeit ist zum Temperatúrausgleich über den Probenquerschnitt ausreichend (Hohlzylinder, $d_a = 15 \text{ cm}$, $d_i = 5 \text{ cm}$).

Abb. 2.2.2 zeigt die Kriechversuche, die bei instationärer Temperatur (hier $T = 90^\circ\text{C}$) stattfinden. In diesen Versuchen wird der Beton zuerst belastet und anschließend im belasteten Zustand aufgeheizt.

Im ersten Versuchsblock, der mit $\varphi = \text{konst.}$ bezeichnet ist, kann der Beton gleichfalls begrenzt trocknen. Dieser Versuchsblock umfaßt, neben den Serien 90/65 instat. und 90/95 instat., eine dritte Serie, die in der zyklischen Klimatisierung unter Last zwischen den Klimata 90/95 und 20/95 stattfindet.

Im zweiten Versuchsblock ($W = \text{konst.}$) soll die Betonfeuchte wiederum konstant bleiben. Die Serie findet dem bereits erläuterten Kriechversuch $T/W = \text{konst./stat.}$ entsprechend statt, allerdings erfolgt die Aufheizung erst im belasteten Zustand der Proben ($T/W = \text{konst./instat.}$).

Weitere Versuchsparameter sind die Zuschlagart und die Temperaturhöhe. Die untersuchten Zuschlagarten sind Quarzkies und Kalkstein. Außer bei 20°C und 90°C werden Versuche in begrenztem Umfang bei 50°C und 70°C durchgeführt. Tabelle 2.2.1 enthält eine Übersicht aller Kriechversuche, die bis zum Berichtstermin durchgeführt wur-

den und bis zum Abschluß der Versuchsphase noch vorgesehen sind. In der Tabelle mit einem Stern gekennzeichnete Kriechversuche wurden noch nicht durchgeführt oder konnten zum Berichtstermin noch nicht ausgewertet werden.

Die Belastungsdauer beträgt in allen Versuchen ca. 40 Tage. Die verzögert-elastische Rückverformung nach der Entlastung wird ca. 20 Tage beobachtet, in einigen Serien während noch erhöhter Temperatur, in anderen nach der Abkühlung (s. Tab. 2.2.1). In allen Kriechversuchen beträgt der Belastungsgrad ca. 30 % der Zylinderdruckfestigkeit im Belastungsalter. An unbelasteten Proben, die den Kriechkörpern in der Zusammensetzung und Geometrie gleichen, werden in allen Serien thermische und hygrische Verformungen gemessen. Basisversuche bei weitergeführtem Ausgangszustand 20 °C/ 65 % r.F. und 20 °C/95 % r.F. bilden Vergleichsgrundlagen.

2.3. Temperaturdehnung

Bei Aufheizungen und Abkühlungen im Verlauf der Kriechversuche werden auch die lastunabhängigen Verformungen gemessen. Da die Aufheizgeschwindigkeit nur 5 K/h beträgt, wird vermutlich bereits während der Aufheizung die Betontrocknung und infolgedessen auch das Schwinden aktiviert. In diesem Fall ist die gemessene Proben-
dehnung, insbesondere bei erstmaliger Aufheizung, eine resultierende Dehnung aus thermischer Ausdehnung und Schwindverkürzung. Die Anteile sind nicht separierbar. Deshalb werden Temperaturdehnversuche bei schnellerer Aufheizung und Abkühlung durchgeführt. Bei einer Temperaturänderungsgeschwindigkeit von 2 K/min wurde in Vorversuchen über der Wanddicke der Hohlzylinder eine maximale Temperaturdifferenz von 8 K gemessen. Diese Differenz erscheint hinsichtlich der Entstehung von Eigenspannungen tolerierbar.

Die Ermittlung der Wärmedehnung der verwendeten Betone erfolgt nach folgenden Vorlagerungen, die denen für die Kriech- und Schwindkörper gleichen, mit $\dot{T} = 2 \text{ K/min}$ auf 90 °C:

- 90 d 20 °C/versiegelt, dann 60 d 20 °C/65 % r.F.
- 90 d 20 °C/versiegelt, dann 60 d 20 °C/95 % r.F.

Zu Vergleichszwecken wird auch die Wärmedehnung wassersatten Betons gemessen. Nach einer Haltezeit bei 90 °C von ca. 2 h erfolgt die Abkühlung auf 20 °C mit gleicher Geschwindigkeit. Die letzte Messung nach der Abkühlung erfolgt ca. 4 h später, nach vollständigem Abbau eines Temperaturgradienten.

Zur Ermittlung des Einflusses einer Temperaturstandzeit auf die Wärmedehnzahl werden einige Proben nach der Aufheizung in Klimakammern umgelagert, in denen sie ca. 40 d bei konstantem Klima bleiben und im Anschluß wieder abgekühlt werden. Andere Proben werden mehrfach beheizt und abgekühlt.

2.4 Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

Die Untersuchungen zum zeitabhängigen Verformungsverhalten und zur Austrocknung begleitend, werden die folgenden Materialkennwerte und -beziehungen nach klimatischer Beanspruchung ermittelt:

- | | |
|---|-------------------|
| - Zylinderdruckfestigkeit | β_C |
| - Spaltzugfestigkeit | β_{SZ} |
| - Spannungs-Dehnungsverhalten | σ/ϵ |
| - Druck-Elastizitätsmodul
(als Sekantenmodul bei $\beta_C/3$) | E |

Die Begleituntersuchungen werden an Betonzyklindern $d = 8 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$ durchgeführt. Die Probekörper werden in Stahlschalungen hergestellt. Etwa 24 Stunden nach dem Betonieren werden die Proben ausgeschalt und für 90 Tage, mit Alu-Folie und PVC-Folie versiegelt, bei 20 °C gelagert. Nach 90 Tagen werden sie entsiegelt und gemäß Abb. 2.4.1 in Abschnitte zerlegt. Anschließend folgt die 60-tägige Konditionierung bei 20 °C/65 % r.F. bzw. bei 20 °C/95 % r.F. Zu Vergleichszwecken werden einige Serien 60 Tage unter Wasser bei 20 °C gelagert.

Im Alter von 150 Tagen beginnt die Beanspruchung bei unterschiedlichen Versuchsklimata, die entweder stationär oder zyklisch als Wechselfolgen zwischen 7-tägigen Zeitabschnitten erhöhter Temperatur und Normaltemperatur einwirken (insgesamt 8 Zyklen). Um ggf. die zeitliche Entwicklung von Kennwertänderungen besser erfassen zu können, wird die Einlagerungsdauer auf 120 Tage erhöht (gegenüber 60 Tagen bei Kriechuntersuchungen). Zwischenprüfungen erfolgen nach 20 und 60 Tagen bzw. für zyklische Einwirkung nach 1. und 4 Zyklen.

Der Mindeststichprobenumfang bei der Ermittlung der Festigkeitswerte ist 3; in einigen Serien werden jeweils 4 Proben geprüft. Bei der Messung der σ/ϵ -Linien und des E-Moduls als Sekantenmodul werden jeweils 2 Proben geprüft.

Die Ermittlung der Kennwerte erfolgt im abgekühlten Zustand, ca. 24 Stunden nach der Beendigung der Temperaturbeanspruchung. Während der Abkühlung befinden sich die Proben zur Feuchtekonservierung in Folie.

Tabelle 2.4.1 enthält das Versuchsprogramm zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten. Sie zeigt die untersuchten Klimakombinationen, die zur Verfügung stehenden Probekörperanzahlen sowie jeweils das Datum der Versuchsdurchführung der Serien. In der Tabelle mit einem Stern gekennzeichnete Serien wurden noch nicht durchgeführt oder konnten bis zum Berichtstermin noch nicht ausgewertet werden.

Tabelle 2.4.2 enthält die entsprechenden Informationen für Proben, die zu Vergleichszwecken beim Konditionierungsklima weiter gelagert wurden.

2.5 Strukturuntersuchungen an Mörtel

Änderungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens nach thermisch-hygrischer Beanspruchung werden i.w. durch Veränderungen des chemisch-mineralogischen Zementsteinaufbaus und der Mikrostruktur bewirkt. Da nach /8/ im untersuchten Temperaturbereich keine deutlichen Beeinflussungen der Phasenzusammensetzung des Zementsteins zu erwarten sind, wird die Beeinflussung des Porenraumes untersucht.

Zur Messung des Porenvolumens und der Porenradienverteilung wird ein Quecksilberdruckporosimeter verwendet. Das Gerät gestattet die Messung von Porenradien zwischen 50 \AA und 10^5 \AA .

Für die Untersuchungen wird Mörtel mit einem Wasserzementwert von 0,50 aus Portlandzement 35 F und quarzitischem bzw. kalzitischem Sand verwendet (s. Abschn. 3). Die Probekörper sind den Betonkörpern entsprechend Hohlzylinder ($d_a = 15 \text{ cm}$, $d_i = 5 \text{ cm}$), in denen das innere Schalungsrohr aus PVC im Probekörper bleibt. Die Trocknung kann also nur über die äußere Mantelfläche erfolgen. Die Proben werden wie die Betonproben gelagert und mit ihnen zeitgleich klimatisch beansprucht. Vorher werden sie in ca. 5 cm dicke Scheiben zerteilt. Die Mörtelproben werden sowohl belastet wie auch unbelastet der Klimabeanspruchung ausgesetzt. Zur Belastung mit $\sigma_D = 15 \text{ N/mm}^2$ werden sie jeweils in einen Kriechprüfstand gemeinsam mit einer Betonprobe eingebaut.

3. BAUSTOFFE

3.1 Betonzusammensetzungen und Frischbetondaten

Es wurden zwei Betonsorten mit unterschiedlicher Zuschlagart, nämlich Quarzkies und Kalkstein, aber ansonsten unveränderter Zusammensetzung untersucht.

Die Sollwerte der Betonzusammensetzung sind:

Zement:	PZ 35 F
Zuschlag:	a) Quarzkies, Größtkorn 16 mm b) Kalkstein, Größtkorn 16 mm mit einer Sieblinie zwischen A und B16 nach DIN 1045
Zusammensetzung:	Z = 350 kg/m ³ G = 1840 kg/m ³ W = 189 l/m ³ Mischungsverhältnis: 1:5,3:0,54 GT

Der Quarzkieszuschlag stammt aus Vienenburg/Harz und der Kalksteinzuschlag aus der Grube Rostorf bei Göttingen. Der Quarzkieszuschlag besteht zu etwa 80 % aus Quarzit und Sandstein sowie zu etwa 10 % aus Granit und Kiesel- bzw. Tonschiefer. Der Kalkgehalt des Zuschlags aus Rostorf beträgt zwischen 85 und 90 %. Bei beiden Zuschlägen handelt es sich um nicht gebrochenes Material mit vorrangig gedrungener bis plattiger Kornform. In Abb. 3.1.1 sind die Bereiche der Regelsieblinien angegeben, innerhalb derer alle verwendeten Sieblinien lagen.

In allen Betonagen wurde Portlandzement 35 F derselben HerstellungschARGE der Fa. Nordcement, Hannover, mit einer spezifischen Oberfläche nach Blaine von 3.200 cm²/g verwendet. Die Istwerte der Betonzusammensetzung sowie die Frischbetondaten aller bisherigen Betonagen sind in Tabelle 3.1.1 zusammengestellt. Um den Einfluß

einer Flugaschezugabe auf das Kriechen bei erhöhter Temperatur zu untersuchen, wurde eine Probenserie mit einem Flugasche/Zement-Verhältnis $FA/Z = 0,30$ hergestellt, die z.Z. vorgelagert wird.

Begleituntersuchungen zur Porositätsbestimmung werden an Mörteln folgender Zusammensetzung durchgeführt:

Zement: PZ 35 F 610 kg/m³
Zuschlag: quarzitischer Normsand nach DIN 1164, Größtkorn 2 mm, bzw. Kalksteinsand: 1830 kg/m³
Wasser: 305 l/m³
Mischungsverhältnis: 1:3,0:0,5 GT

3.2 Würfeldruckfestigkeiten

Bei jeder Betonage wurden 15 Würfel, Kantenlänge 15 cm, hergestellt. Die Würfel wurden in Serien zu je drei Stück folgenderweise gelagert:

- 7 d feucht, anschließend bis $\tau_0 = 28$ d bei 20 °C/65 % r.F.
- 7 d feucht, anschließend bis $\tau_0 = 150$ d bei 20 °C/65 % r.F.
- 7 d feucht, anschließend bis $\tau_0 = 210$ d bei 20 °C/65 % r.F.
- bis $\tau_0 = 150$ d in mehrlagiger Folie versiegelt
- bis $\tau_0 = 210$ d in mehrlagiger Folie versiegelt

Tabelle 3.2.1 enthält die Würfeldruckfestigkeiten, jeweils als Mittelwerte der Messungen an drei Würfeln.

4. VERSUCHSERGEBNISSE

4.1 Betontrocknung

Abbildung 4.1.1 zeigt die bezogene, mittlere Betonfeuchte \bar{U} für Quarzkiesbeton, der zuvor bei 20 °C/65 % r.F. gelagert wurde, für die Klimalagerungen 50, 70 und 90 °C bei jeweils 65 % r.F. in Abhängigkeit von der Einlagerungsdauer. Die Betonfeuchten zum Zeitpunkt 0 wurden vor der Aufheizung, am Ende der Konditionierungslagerung gemessen. Die Abb. 4.1.2 und 4.1.3 enthalten die entsprechenden Darstellungen für 20 °C/95 % r.F. - vorgelagerten Quarzkiesbeton, sowie für Kalksteinbeton.

Die bezogene, mittlere Betonfeuchte \bar{U} ist folgenderweise definiert:

$$\bar{U} = \frac{G_f - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \quad [\text{M.-%}]$$

Darin ist: G_f = Gewicht des feuchten Betons

G_{tr} = Gewicht des bei 105 °C getrockneten Betons

Zwischen der Austrocknung von Beton und seinem Schwinden herrscht nach /2/ bis zu einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 30 % annähernd Proportionalität. Die Schwindverformungen haben dann ihren Endwert erreicht, wenn die Austrocknung zum Stillstand gekommen ist, also hygrisches Gleichgewicht zwischen dem Porenwassergehalt des Betons und der relativen Feuchte der Umgebungsluft vorliegt. Um den Zusammenhang zwischen den gemessenen Schwindverformungen und dem zeitlichen Verlauf der Betontrocknung für die hier durchgeführten Versuche beschreiben zu können, ist es hilfreich, die gemessene Betonfeuchte bezogen auf jene Betonfeuchte anzugeben, die sich im Gleichgewichtszustand einstellt.

Nach /3/ kann der Wassergehalt W_{∞} [kg/m³] von Beton im Gleichgewichtszustand für Temperaturen unterhalb von etwa 40 °C in Abhängigkeit des mittleren Hydratationsgrades m , des Wasser-Zementwertes

W_0/Z und der relativen Feuchte der Umgebungsluft φ ausgedrückt werden:

$$W_{\infty} = 0,24 \cdot m \cdot Z + 0,18 \cdot m \cdot Z \cdot X + Z \cdot Y (W_0/Z - 0,36 \cdot m)$$

X und Y sind Verhältniswerte für die Abhängigkeit der Ausgleichsfeuchte W_{∞} von der relativen Feuchte nach /4/, die in Abb. 4.1.4 dargestellt ist. X gibt das Verhältnis zwischen dem Gelwassergehalt bei einer gegebenen relativen Luftfeuchte und dem Gelwassergehalt einer gesättigten Probe an, und Y das entsprechende Verhältnis für den Kapillarwassergehalt. Der Ansatz beruht auf der Annahme, daß Wasser in Zementstein in drei Bindungsarten existiert: nicht verdampfbares Hydratwasser, verdampfbares Wasser in den Gelporen und in den größeren Kapillarporen. Ferner liegt die Annahme zugrunde, daß der Wassergehalt der Zuschläge vernachlässigbar ist, also nur der Wassergehalt des Zementsteins für die Beschreibung der Betontrocknung und des Schwindens berücksichtigt werden muß.

Bei höherer Temperatur als 40 °C nimmt die Gleichgewichtsfeuchte W entsprechend der Temperaturabhängigkeit der Sorptionsisothermen von Zementstein ab. Nach /5/ ist die Gleichgewichtsfeuchte für Temperaturen zwischen 40 °C und 105 °C folgenderweise beschreibbar:

$$W_{\infty} = 0,24 \cdot m \cdot Z + \sqrt{\frac{105-T}{65}} [0,18 m \cdot Z \cdot X + Z \cdot Y (W_0/Z - 0,36 m)]$$

In der Gleichung wird angenommen, daß unterhalb von 105 °C das sog. nicht verdampfbare Hydratwasser temperaturunabhängig ist und das verdampfbare Wasser oberhalb von 40 °C parabelförmig mit steigender Temperatur abnimmt (Abb. 4.1.5).

Ist die Ausgleichsfeuchte W_{∞} für eine Betonaustrocknung bekannt, ist die zu einem Zeitpunkt t noch verdampfbare Wassermenge u_m in bezogener Form anschreibbar:

$$u_m = \frac{W(t) - W_{\infty}}{W_0 - W_{\infty}}$$

Hierin ist W_0 der Wassergehalt bei Trocknungsbeginn. $W(t)$ ist der Gesamtwassergehalt der Probe einschl. Hydratwasser zum Zeitpunkt t .

$W(t)$ ist aus den gemessenen Werten \bar{u} zu errechnen:

$$W(t) = \bar{u} \cdot G_{tr} + 0,24 \cdot m \cdot Z$$

Das Trockengewicht G_{tr} von Beton, der bei 105°C getrocknet wurde, ergibt sich aus:

$$G_{tr} = G_G + Z + 0,24 \cdot m \cdot Z$$

Hierin ist G_G die Zuschlagmenge und Z die Zementmenge je m^3 Beton. Der mittlere Hydratationsgrad wird zu 0,90 angenommen.

In Tabelle 4.1.1 sind die gemessenen, mittleren Betonfeuchten $\bar{u}_{\text{gem.}}$ nach der Konditionierungslagerung bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ und $20^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$ im Alter $\tau = 150 \text{ d}$ für den Quarzkies- und Kalksteinbeton angegeben. Daraus wurden die Betonfeuchten u_m bestimmt. Es ist erkennbar, daß nach 60-tägiger Konditionierungslagerung noch hohe Betonfeuchten vorliegen ($u_m = 0$ entspricht der Gleichgewichtsfeuchte). Tabelle 4.1.2 enthält die entsprechenden Werte der Betonfeuchten nach 60-tägiger Lagerung bei erhöhter Temperatur. In allen Fällen liegt im Rahmen der Genauigkeit des Verfahrens für Lagerung bei $65\% \text{ r.F.}$ annähernd die Gleichgewichtsfeuchte vor ($u_m \approx 0$). Bei $95\% \text{ r.F.}$ gelagerte Proben scheinen noch über geringe Mengen an verdampfbarem Wasser zu verfügen.

4.2 Zeitabhängige Verformungen

4.2.1 Phänomenologische Beschreibung

Ein dauernd belasteter Betonkörper erfährt eine mit der Zeit anwachsende Verformung, er kriecht. Ist Feuchteaustausch mit der Umgebungsluft möglich, was ja die Regel ist, so beeinflusst dies die zeitliche Entwicklung und die Höhe der Kriechverformungen. Außerdem entstehen lastunabhängige Schwind- bzw. Quellverformungen. Erhöhte Temperatur aktiviert die genannten Verformungen. Darüber hinaus können, insbesondere bei erhöhter Temperatur, die elastische Verformung infolge Belastung und die thermische Dehnung infolge Temperaturänderungen zeitlichen Veränderungen unterworfen sein.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben finden Druckkriechversuche unter konstanter Spannung bei drei grundsätzlich zu unterscheidenden klimatischen Zuständen statt. Dies sind:

- Normaltemperatur ($20^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ bzw. $95\% \text{ r.F.}$)
- erhöhte, stationäre Temperatur ($50, 70, 90^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ bzw. $95\% \text{ r.F.}$)
- erhöhte, instationäre bzw. zyklische Temperatur ($50, 70, 90^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ bzw. $95\% \text{ r.F.}$)

Im folgenden werden die phänomenologischen Ergebnisse dieser drei Versuchsarten anhand von schematischen Darstellungen kurz erläutert.

Abb. 4.2.1 zeigt den Ablauf des Kriechens bei Normaltemperatur. Der Betonkörper wird im Alter τ_0 nach seiner Herstellung mit einer konstanten kriecherzeugenden Spannung σ_k beansprucht. Im Zeitraum $t > \tau_0$ setzt sich die Kriechverformung $\epsilon_k(t)$ zusammen aus:

$$\epsilon_k(t) = \epsilon_{\text{ges.}}(t) - \epsilon_s(t) - \epsilon_{\text{el}, \tau_0}$$

Ein Teil der Kriechverformungen ist nach Entlastung reversibel. Damit setzt sich die Kriechverformung aus einem verzögert-elasti-

schen Verformungsanteil ϵ_v und der Fließverformung ϵ_f zusammen:

$$\epsilon_k(t) = \epsilon_v(t) + \epsilon_f(t)$$

Wird der Betonkörper, bevor er belastet wird, auf eine Temperatur T_1 aufgeheizt, stellt sich der Verformungsablauf gemäß Abb. 4.2.2 dar. Das Kriechen findet bei stationärer Temperatur, im isothermen Zustand statt. Bei der Aufheizung entwickeln sich zunächst nur thermische Dehnungen ϵ_T . Während der Aufheizung entstehende Schwindverformungen sollen wegen der vergleichsweise raschen Aufheizung und der nur mäßigen Temperaturerhöhung unberücksichtigt bleiben. Der weitere Ablauf ist qualitativ mit dem bei Normaltemperatur (Abb. 4.2.1) identisch. Die Abkühlung erfolgt nach der Entlastung und Messung der verzögert-elastischen Rückverformung außerhalb des Beobachtungszeitraumes.

Wird der Betonkörper zuerst belastet und anschließend aufgeheizt, entwickeln sich bereits während des Aufheizvorganges Kriechverformungen. Ein derartiger Kriechversuch findet also bei instationärer Temperatureinwirkung statt. Abb. 4.2.3 zeigt das phänomenologische Ergebnis. Die Aufheizung findet direkt nach der Belastung im Betonalter τ_0 statt. Anders als im Kriechversuch bei stationär einwirkender Temperatur ist die Kriechverformung nicht direkt anschaulich ablesbar, sondern muß zunächst um die thermische Dehnung ϵ_T eines unbelasteten Probekörpers korrigiert werden:

$$\epsilon_k(t) = \epsilon_{\text{ges.}}(t) - \epsilon_s(t) - \epsilon_{\text{el}, \tau_0} + \epsilon_T$$

Die Entlastung erfolgt im dargestellten Beispiel nach der Wiederabkühlung auf 20 °C. Die verzögert-elastische Rückverformung wird also bei Normaltemperatur beobachtet. In den durchgeführten Kriechversuchen wird teilweise die verzögert-elastische Rückverformung bei noch erhöhter Temperatur gemessen.

4.2.2 Zusammenstellung der Meßergebnisse

Die Abbildungen 4.2.4 bis 4.2.18 enthalten die phänomenologischen Ergebnisse aller gemäß Versuchsprogramm (Tabelle 2.2.1) bis zum

Berichtstermin durchgeführten und ausgewerteten Kriechversuche in der in Abschnitt 4.2.1 erläuterten Darstellungsweise. Je Variation wurden 2 Versuchskörper untersucht. Die dargestellten Ergebnisse sind die Mittelwerte der Messungen.

Die Abb. 4.2.4 bis 4.2.7 zeigen die Vergleichskriechversuche bei 20 °C für Quarzkies- und Kalksteinbeton, der bei 65 % r.F. bzw. 95 % r.F. gelagert wurde. Das Lagerungsklima im Kriechversuch zwischen $\tau = 150$ d und $\tau = 210$ d entspricht stets dem Vorlagerungsklima bis $\tau = 150$ d.

Für stationär einwirkende, erhöhte Temperatur wurden bis zum vorliegenden Zeitpunkt nur die Kriechversuche am Quarzkiesbeton bei 90 °C und 65 bzw. 95 % r.F. durchgeführt (Abb. 4.2.8 und 4.2.9).

Die Kriechversuche bei instationärer erhöhter Temperatur am Quarzkiesbeton sind für alle Klimavariationen mit Betontrocknung abgeschlossen (Abb. 4.2.10 bis 4.2.15). Für Kalksteinbeton liegen nur die Ergebnisse für 50 °C vor (Abb. 4.2.16 und 4.2.17). Abb. 4.2.18 zeigt das Ergebnis für zyklische Temperatureinwirkung am Quarzkiesbeton zwischen 20 °C/95 % r.F. und 90 °C/95 % r.F.

Erfolgt die Aufheizung der Probekörper bereits unter Last, entsteht während der Aufheizung und einige Zeit danach eine besonders hohe Kriechverformung. Darüber hinaus ist die thermische Dehnung infolge Aufheizung in den Messungen des Aufheizzeitraumes bis etwa 20 Std. nach Heizbeginn enthalten. Um diesen wichtigen Zeitraum der anfänglichen Belastungszeit anschaulicher zu machen, ist in den Abbildungen 4.2.19 bis 4.2.30 die Entwicklung der Verformungen in den ersten 60 Std. der Belastungszeit für alle Variationen dargestellt.

Die Kriechverformung ϵ_k ergibt sich in der in Abschnitt 4.2.1 erläuterten Weise aus den gemessenen Gesamtverformungen. ϵ_k wird üblicherweise auf die elastische Verformung bei Belastung im Alter τ_0 bezogen und als Kriechzahl φ angegeben:

$$\varphi(t) = \frac{\epsilon_k(t)}{\epsilon_{el, \tau_0}} = \epsilon_k(t) \frac{E_{\tau_0}}{\sigma_k}$$

Dieser Ansatz impliziert, daß der E-Modul in der Belastungszeit konstant ist. Gemäß den Ergebnissen aus Abschnitt 4.4.3 ist der E-Modul tatsächlich von der Temperierungszeit weitgehend unabhängig.

Die so ermittelten Kriechzahlen φ sind in Abhängigkeit von der Belastungszeit auf den Abb. 4.2.31 bis 4.2.53 dargestellt. Die Abbildungen 4.2.31 bis 4.2.38 zeigen die Entwicklung der Kriechzahl im Gesamtbelastungszeitraum von ca. 1000 Std., während die Abbildungen 4.2.39 bis 4.2.45 die Kriechzahl in den ersten 60 Std. enthalten. Den Abb. 4.2.46 bis 4.2.53 ist die Kriechzahl im logarithmischen Zeitmaßstab zu entnehmen.

4.2.3 Einflüsse auf Kriechverformungen

4.2.3.1 Temperaturhöhe

Bis zum Berichtstermin wurden insbesondere die Kriechserien bei instationärer Temperatureinwirkung, also bei Aufheizung unter Last durchgeführt. Für stationäre Temperatureinwirkung, also den Fall, daß die Aufheizung vor der Belastung erfolgt, liegen ausschließlich die Ergebnisse für 90 °C vor. Einflüsse der Temperaturhöhe auf das Kriechen sind also zunächst vorrangig für instationäre Temperaturverhältnisse angebar.

Abb. 4.2.54 zeigt die zeitliche Entwicklung der Kriechzahl φ für Quarzkiesbeton, der bei 20 °C/65 % r.F. vorgelagert wurde und im Anschluß daran im bereits belasteten Zustand auf 50, 70 und 90 °C bei 65 % r.F. der Umgebungsluft aufgeheizt wurde. Vergleichend sind die Versuche bei 20 °C/65 % r.F. und 90 °C/65 % r.F. für den stationären Temperaturfall mit eingetragen. Abb. 4.2.55 enthält die entsprechende Darstellung für 20 °C/95 % r.F.-vorgelagerten Quarzkiesbeton. In allen Fällen ist die Kriechverformung bei erhöhter Temperatur deutlich größer als bei 20 °C. Im beobachteten Bela-

stungszeitraum von 1000 h ist das Kriechen bei 90 °C größer als bei 70 °C, welches wiederum das bei 50 °C übertrifft.

Besonders deutlich wird die Temperaturabhängigkeit des Kriechens anhand der Abb. 4.2.56 bis 4.2.59. In den Abb. 4.2.56 und 4.2.57 ist die Kriechzahl φ in Abhängigkeit von der Temperatur für unterschiedliche Belastungszeitpunkte dargestellt. Nach nur kurzer Belastungsdauer (15 h, 60 h) entstehen bei 70 °C gleich große bzw. größere Kriechverformungen als bei 90 °C. Nach längerer Belastungsdauer (ab 250 h) ist dieser Effekt nicht mehr vorhanden.

Diese Beobachtung steht in gewissem Einklang mit früheren Ergebnissen, über die im Arbeitsbericht II/1 /23/ berichtet wurde. So wurde festgestellt, daß versiegelter Beton nach 21- bis 90-tägiger Belastungsdauer bei 71 °C ein Kriechverformungsmaximum zeigte, das nach über 90-tägiger Belastung nicht mehr beobachtet werden konnte /24/. Die Auswertung von Kriechversuchen an unversiegelten Proben /25/, die kein temperaturabhängiges Maximum der Kriechverformungen nach Belastungsdauern von 60 bis 100 Tagen aufwiesen, erbrachte, daß teilweise in sehr frühen Belastungszeitintervallen Kriechgeschwindigkeitsmaxima für Temperaturen zwischen 50 und 100 °C auftraten.

Über die Existenz einer Temperatur mit einem Maximum der Kriechverformungen herrscht in der Literatur Uneinigkeit. Es gibt sowohl Hypothesen zur Erklärung des Temperatureinflusses auf das Kriechen, die einen monotonen Anstieg mit zunehmender Temperatur belegen, als auch solche, die ein Kriechmaximum zu erklären versuchen /23/.

Die noch ausstehenden eigenen Kriechversuche für den stationären Temperaturfall sind deshalb auch hinsichtlich der möglichen Existenz einer Kriechmaximums-Temperatur von Wichtigkeit.

Bezieht man die Kriechverformungen bei erhöhter Temperatur auf diejenigen bei Normaltemperatur nach gleicher Belastungszeit (Abbil-

dungen 4.2.58 und 4.2.59), so erkennt man, daß die temperaturabhängige Kriecherhöhung mit zunehmender Belastungsdauer zurückgeht. Bei 50 °C ist dieses in viel geringerem Maße der Fall als bei 70 oder 90 °C. Während bei 70 und 90 °C eine anfangs ca. 5- bis 6-fache Kriechverformung gegenüber 20 °C nach 1000-stündiger Belastung auf etwa den 3-fachen Wert gesunken ist, ist der Rückgang des entsprechenden Verhältnismwertes bei 50 °C gering. Im übrigen ist festzustellen, daß sich die bezogene Kriechzahl für alle Temperaturen bei 65 % r.F. belastungszeitabhängig deutlicher verringert als bei 95 % r.F. Die Betonfeuchte bzw. der Trocknungsfortschritt ist also von Bedeutung für die Kriechverformungsentwicklung.

4.2.3.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

Bei 90 °C/65 % r.F. im isothermen Versuch kriechende Proben weisen in den ersten 10 Std. eine sehr hohe Kriechgeschwindigkeit, bezogen auf das Kriechen bei 20 °C/65 % r.F., auf (Abb. 4.2.60). Nach etwa 100-stündiger Belastung ist die bezogene Kriechzahl von etwa gleicher Größe wie für 90 °C/95 % r.F. Inwiefern dieses Ergebnis mit der Betonfeuchte bzw. dem anfangs schnelleren Trocknungsfortschritt bei 65 % r.F. zusammenhängt, ist noch nicht zu beantworten.

Auch bei einer Aufheizung unter Last (instationärer Temperaturfall) scheint der Feuchtezustand die zeitliche Entwicklung der Kriechverformungen zu beeinflussen. Abb. 4.2.60 zeigt die Kriechzahl für eine "belastete Aufheizung" auf 90 °C bei 65 und 95 % r.F., bezogen auf die Kriechzahl bei 20 °C. Die bezogene Kriechzahl steigt bei der Aufheizung bei 65 % r.F. schneller an und erreicht höhere Werte als bei 95 % r.F. Analog zum Ergebnis für stationäre Temperatur sind die Kriechzahlen nach ca. 100-stündiger Belastungszeit wieder etwa gleich groß. Auch diese Beobachtungen sind vermutlich mit dem Trocknungsvorgang verknüpft.

In der Literatur sind systematische Untersuchungen zur Erforschung der Rolle der Trocknung für die Entwicklung der Kriechverformungen bei erhöhter Temperatur nicht bekannt, wie eine Auswertung vorlie-

gender Ergebnisse ergab /23/. Die übliche Unterscheidung nach "versiegelten" und "unversiegelten" Kriechversuchen vermag keine Klärung herbeizuführen.

Nach Abschluß der isothermen Kriechversuche bei 50 und 70 °C bis etwa zum Ende der laufenden Förderperiode wird aus Betrachtungen des Zusammenhangs zwischen der Trocknung, dem Schwinden und den gemessenen Kriechverformungen weiterer Aufschluß erwartet.-Die mit $T/W = \text{konst.}$ bezeichneten Kriechversuche, in denen annähernd keine Feuchteänderung stattfindet, stellen hierbei Bezugsversuche für den Einfluß der Betonfeuchte dar.

4.2.3.3 Aufheizung unter Last ("instationäres Kriechen")

Die Aufheizung bereits belasteten Betons (instationärer Temperaturfall) führt zu höheren Kriechverformungen als die versuchsübliche Reihenfolge von Belastung und Aufheizung, bei der die Proben zuerst auf die Versuchstemperatur aufgeheizt und erst im Anschluß belastet werden (stationärer Temperaturfall).

Die Ergebnisse in den Abb. 4.2.56 bis 4.2.59 bestätigen dies für 90 °C-Lagerung. Innerhalb des untersuchten Belastungszeitraumes von 1000 Std. gilt die Aussage für jede betrachtete Belastungsdauer. Aus Abbildung 4.2.60 wird die zeitliche Entwicklung der auf das Kriechen bei Normaltemperatur bezogenen Kriechzahl für 90 °C ersichtlich. Das vor der Aufheizung geringe Kriechen bei 20 °C ($\hat{=}$ Bezugswert 1) wird bei der Aufheizung und einige Zeit danach stark aktiviert und übersteigt rasch die bezogene Kriechzahl für den stationären Temperaturfall.

Mit zunehmender Belastungszeit verringern sich die bezogenen Kriechzahlen: der Temperatureinfluß auf den Kriechzuwachs nimmt also nach längerer Belastungszeit ab. Bis zu einer etwa 300-stündigen Belastungszeit ist diese Entwicklung für beide Temperaturfälle etwa identisch. Anschließend scheint die bezogene Kriechzahl in den temperaturstationären Versuchen einem Grenzwert zuzustreben, also

einem konstanten Kriecherhöhungsfaktor gegenüber 20 °C, während sie für die temperaturinstationären Versuche weiterhin abnimmt.

Diese Entwicklung verdeutlicht auch Abb. 4.2.61. Dort wird die Kriechzahl φ im temperaturinstationären Versuch, bezogen auf jene im temperaturstationären Versuch in Abhängigkeit von der Belastungszeit dargestellt. Die Horizontale für die bezogene Kriechzahl 1 ist also die Bezugslinie, die das Kriechen im stationären Temperaturfall bei 90 °C symbolisiert. Nach der Aufheizung unter Last steigt die Kriechzahl auf etwa den 2-fachen Wert gegenüber den temperaturstationären Versuchen an. Bis zur Belastungszeit von etwa 300 h bleibt sie annähernd auf diesem Wert und scheint sich anschließend der Bezugslinie anzunähern.

Grundsätzlich sind für den weiteren Verlauf der bezogenen Kriechzahl jenseits von 1000 Std. Belastungszeit drei Möglichkeiten denkbar:

1. Strebt die bezogene Kriechzahl einer zur Bezugslinie parallelen Asymptote zu, so bedeutet dies, daß der Kriechzuwachs dann dem im temperaturstationären Kriechversuch gemessenen Verformungszuwachs entspricht. In diesem Fall könnte man die Wirkung einer Aufheizung unter Last als additive Komponente zu den Kriechverformungen im temperaturstationären Versuch beschreiben.
2. Erreicht die bezogene Kriechzahl die Bezugslinie innerhalb einer interessierenden Belastungszeit und folgt ihr fortan, so ist der Einfluß einer Aufheizung unter Last letztlich ohne Bedeutung. Denn die Kriechzahl nach längerer Belastungszeit, möglicherweise eine Endkriechzahl, ist ja die gesuchte Größe, die sich dann für die beiden Temperaturfälle nicht unterscheidet.
3. Im dritten denkbaren Fall schneidet die bezogene Kriechzahl die Bezugslinie und zeigt damit geringeren Kriechzuwachs als im temperaturstationären Versuch an. In diesem Fall hätte eine Aufhei-

zung unter Last nur eine aktivierende, also beschleunigende Wirkung auf die Entwicklung der Kriechverformungen, erschlosse jedoch kein zusätzliches Kriechpotential.

Aus den Messungen innerhalb der 1000-stündigen Belastungszeit ist die weitere Entwicklung nicht abschätzbar. Der Zusammenstellung der in der Literatur bekannten Untersuchungsergebnisse zum Kriechen bei instationärer Temperatur /23/ ist zu entnehmen, daß die Kriecherhöhung infolge einer Aufheizung unter Last vermutlich ein zusätzlicher Kriechanteil ist, der sich während der Aufheizung und ca. 20 bis 30 Tage danach entwickelt. Im Anschluß herrscht für beide Temperaturfälle etwa die gleiche Kriechgeschwindigkeit. Dies entspricht dem oben geschilderten Fall 1.

Die vorgesehene Fortführung der Belastung in einer der lt. Versuchsprogramm noch folgenden Kriechversuchsserien über 1000 Std. hinaus bis zu einer Belastungsdauer von mindestens 150 Tagen soll eine weiterführende Aussage zu dieser Problematik ermöglichen.

4.2.3.4 Zyklische Klimaeinwirkung

Die Untersuchung des Einflusses zyklischer Klimaeinwirkung auf die Kriechverformungen erfolgt für Zyklen zwischen 90 °C/95 % r.F. und 20 °C/95 % r.F. an Quarzkies- und Kalksteinbeton. Die Belastung erfolgt vor der erstmaligen Aufheizung.

Die in der Serie 90/95 Zyk. am Quarzkiesbeton gemessenen Verformungen enthält Abb. 4.2.18. Die daraus ermittelte Kriechzahl φ in Abhängigkeit von der Belastungszeit enthält Abb. 4.2.38. Es ist erkennbar, daß jeder Aufheizvorgang zu einer Aktivierung des Kriechens führt, der Kriechverformungsanteil des erstmaligen Aufheizvorgangs aber in keinem nachfolgenden Zyklus wieder erreicht wird. Bei den Abkühlungen und in den nachfolgenden Zeiträumen bei 20 °C/95 % r.F. entsteht kein meßbarer Kriechzuwachs.

In Abb. 4.2.55 ist der zeitliche Verlauf der Kriechzahl infolge Klimazyklen dem für konstant einwirkende 90 °C/95 % r.F. nach der

Aufheizung unter Last gegenübergestellt. Nach ca. 1000-stündiger Belastungszeit sind die Kriechverformungen von vergleichbarer Größe. Es ist aber zu erwarten, daß weitere Zyklen auch zu einem weiteren Anstieg der Kriechverformungen führen, da im Verlauf der vorhergehenden Klimazyklen keine Tendenz des Abklingens mit zunehmender Zyklenanzahl abzulesen ist.

Ein Grund für die deutliche Kriechaktivierung bei jeder Aufheizung wird darin liegen, daß die Proben während der 20/95-Zeitabschnitte Feuchtigkeit aufnehmen und bei erhöhter Temperatur wieder abgeben, wie Abb. 4.1.1 zeigt. Somit ist bei jeder Aufheizung gleichsam ein höheres Trocknungspotential vorhanden als nach einer entsprechend langen Einwirkung ständig erhöhter Temperatur 90 °C/95 % r.F. Dies führt jeweils zu erhöhter Trocknungsgeschwindigkeit in den Aufheizintervallen, wie man in Abb. 4.1.1 sieht. Der Kriechzuwachs bei jeder Aufheizung kann also u.a. in einer Aktivierung des Trocknungskriechens begründet sein. Die während der Klimazyklen insgesamt abnehmende Betonfeuchte scheint sich auf die Kriechaktivierung bei jeder Aufheizung nicht meßbar auszuwirken.

Über ähnliche Beobachtungen zur wichtigen Rolle des Wassers bei Temperaturzyklen wird anhand von Torsionskriechversuchen in /27, 28/ berichtet. Während sich bei 50 % r.F. gelagerten Proben nur bei der ersten Aufheizung auf 60 °C eine Kriechbeschleunigung zeigte, führten bei 100 % r.F. gelagerten Proben auch weitere Temperaturzyklen zu hohen Kriechgeschwindigkeiten.

Die Folge von Trocknungen und Wiederbefeuchtungen bei Temperaturzyklen kann aber vermutlich nicht der alleinige Grund für die Kriechaktivierung sein. Dies geht z.B. aus Kriechversuchen an wassergelagerten Proben bei zyklischer Temperierung hervor /26/. In diesen Versuchen handelt es sich um Biegekriechversuche an Mörtelbalken. Gemessen wurde die zeitabhängige Veränderung der Durchbiegung. Mit jedem Temperaturzyklus zwischen 20 und 40 °C zeigten die ständig wassergesättigten Balken wachsende Durchbiegung infolge

Kriechens, die die bei ständig erhöhter Temperatur deutlich übertrafen. Als Erklärung werden in /26/ thermisch aktivierte Verlagerungen adsorbierten Zwischenschichtwassers in Porenbereichen angenommen, die keine kriechbeeinflussende Rolle spielen. Wegen der lastbedingten Gelverformungen soll dieser Vorgang während der Normaltemperaturintervalle nur teilweise und zeitverzögert reversibel sein. Dies würde die in /26/ festgestellte Abnahme des Kriechzuwachses mit zunehmender Zyklenanzahl belegen, und auch erklären, warum eine längere "Erholungszeit" bei Normaltemperatur das Kriechen bei der nachfolgenden Aufheizung stärker ansteigen läßt als ein nur kurzes Normaltemperaturintervall.

Die geschilderten Beobachtungen in Biege- und Torrosionskriechversuchen sind natürlich nur für den qualitativen Vergleich mit Druckkriechuntersuchungen geeignet.

4.2.3.5 Zuschlagart

In den bisher durchgeführten Kriechversuchen bei erhöhter Temperatur wurde i.w. Quarzkiesbeton untersucht. Über dessen Kriechverhalten wurde in den Abschnitten 4.2.3.1 bis 4.2.3.4 berichtet. Nur für temperaturinstationäre Versuche bei 50 °C liegen auch die Ergebnisse für Kalksteinbeton vor. Sie sind in Abb. 4.2.62 dargestellt.

Angegeben ist die auf die Kriechverformung bei 20 °C bezogene Kriechzahl in Abhängigkeit von der Belastungszeit. Sowohl bei 65 % r.F. als auch bei 95 % r.F. liegen die bezogenen Kriechverformungen des Kalksteinbetons über denen des Quarzkiesbetons. Besonders deutlich ist der Unterschied für die feuchtere Lagerung bei 95 % r.F.

Möglicherweise ist zur Erklärung dieses Ergebnisses das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Zementstein und Grobzuschlag heranzuziehen. Bei Kalksteinbeton, insbesondere im feuchten Zustand, ist die Dehnungsdifferenz größer als für Quarzkiesbeton. In einigen Versuchen in der Literatur /23/ wurden gegenteilige Beob-

achtungen gemacht: die auf 20 °C bezogene Kriechzahl von Quarzkiesbeton war größer als die von Kalksteinbeton. Im Hinblick auf die o.g. Unterschiede in der thermischen Verträglichkeit zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein erscheinen diese Ergebnisse jedoch unwahrscheinlich. Systematische Untersuchungen zur Klärung sind nicht bekannt.

4.2.4 Schwindverformungen

Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen. Die Berichterstattung erfolgt im Rahmen des Abschlußberichts.

4.2.5 Anelastische Rückverformung

Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen. Die Berichterstattung erfolgt im Rahmen des Abschlußberichts.

4.3 Temperaturdehnverhalten

Die Ergebnisse der Temperaturdehnversuche an Hohlzylindern ($d_a = 15$ cm, $d_i = 5$ cm, $h = 60$ cm) für einmalige Aufheizung und Abkühlung sind in den Abb. 4.3.1 bis 4.3.2 dargestellt. Die Proben wurden mit $\dot{T} = 2$ K/min von 20 °C auf 90 °C aufgeheizt. Dabei wurde die Feuchtigkeit der Umgebungsluft im Heizofen nicht kontrolliert. Die Abkühlung erfolgte nach ca. 2-stündiger Haltezeit bei 90 °C. Die letzte Messung nach der Abkühlung wurde ca. 4 Stunden nach dem Er-

reichen von 20 °C durchgeführt. Die Verformungsmessungen erfolgten mittels eines Setzdehnungsmessers (Meßbasis 300 mm) nach jeweils 10 K-Temperaturintervallen. Zur Messung und Steuerung der Aufheiz- und Abkühltemperatur diente jeweils ein Fe-Konstantan-Thermoelement, das sich ca. 0,5 cm unter der Betonoberfläche befand. Die in den Abbildungen dargestellten Dehnungs-Temperaturlinien sind die Mittelwerte der Messungen an 3 Probekörpern aus unterschiedlichen Betonagen. Die angegebene Temperaturdehnzahl ist jeweils der Mittelwert der Steigungen von 10 K-Temperaturintervallen.

Die Temperaturdehnung des Quarzkiesbetons ist für alle drei untersuchten Betonfeuchten (65 % r.F., 95 % r.F. und wassersatt) deutlich größer als die des Kalksteinbetons. Beton, der bei 20 °C/65 % r.F. bis näherungsweise zum hygrischen Gleichgewicht vorgelagert wurde, zeigt bei erstmaliger Aufheizung eine stärkere Temperaturdehnung als ein Beton, der bei 20 °C wassergelagert wurde oder bei 95 % r.F. lagerte. Dies gilt für beide untersuchte Zuschlagarten. Die bei der Abkühlung ermittelten Temperaturdehnzahlen sind in allen Versuchen geringfügig kleiner als die bei der Aufheizung festgestellten. Bei der Aufheizung entstandene Dehnungen waren nach der Abkühlung nicht vollständig reversibel: Es verblieben Restdehnungen zwischen etwa 0,5 und 1,0‰, die nicht eindeutig einer Zuschlagart oder einer Betonfeuchte zuzuordnen sind.

Für die Dehnungen bei Temperaturänderung sind nach /6/ i.w. zwei Phänomene verantwortlich. Dies ist zum einen die Temperaturabhängigkeit der Molekülbewegungen im Zementstein und daraus folgend des Molekülabstandes, was die sog. "wahre" Temperaturdehnung erzeugt. Die temperaturabhängige Molekülbewegung ist nur unwesentlich vom Erhärtungszustand des Zementsteins, also auch vom Feuchtigkeitszustand, abhängig.

Zum anderen wird bei einer Temperaturänderung das thermodynamische Gleichgewicht der inneren Kräfte im Zementstein durch die Verlagerung von Wassermolekülen im Porensystem gestört. Dies kann z.B.

durch Dampfdiffusion zwischen Gel- und Kapillarporen geschehen, ohne daß sich der globale Wassergehalt der Probe ändert. Der hierdurch erzeugte Dehnungsanteil wird als "scheinbare" Wärmedehnung bezeichnet. Die "scheinbare" Wärmedehnung ist vom Feuchtigkeitsgehalt des Zementsteins abhängig. Sie ist nach /6/ bei etwa 60 bis 70 % r.F. von maximaler Größe, während wassergesättigter ebenso wie völlig trockener Zementstein wegen dann fehlender Kapillarkräfte des Wassers keine scheinbare Wärmedehnung zeigt. Die in den Abbildungen 4.3.1 bis 4.3.3 dargestellten Versuchsergebnisse folgen der aufgezeigten Tendenz im wesentlichen.

Zementstein und Zuschlagstoffe weisen i.d.R. unterschiedliche Temperaturdehnzahlen auf. Die des Zementsteins ist ja außerdem feuchteabhängig. Infolgedessen können im Beton Gefügespannungen entstehen, die zu innerer Rißbildung zwischen der Zementsteinmatrix und insbesondere dem Grobzuschlag führen. Nach /7/ ist vorstellbar, daß bei der erstmaligen Aufheizung feuchten Betons sich entwickelnde Gefügespannungen durch Kriechen des Zementsteins teilweise abgebaut werden. Bei der nachfolgenden Abkühlung entstehe Zugspannungen im Zementstein führen dann beim Erreichen von dessen Zugfestigkeit zu Rissen, die sich im Abkühlungsvorgang immer weiter öffnen.

Hierauf können möglicherweise die festgestellten Restdehnungen nach Abkühlung und die geringere Temperaturdehnung beim Abkühlungsvorgang zurückgeführt werden. Da die Temperaturdehnzahl feuchten Zementsteins üblicherweise deutlich größer als die kalzitischer Zuschläge ist, wäre die Beobachtung der beschriebenen Phänomene hier besonders ausgeprägt zu erwarten. Dies ist aus den Versuchsergebnissen jedoch nicht ablesbar.

Um einen möglichen Einfluß langzeitiger Temperatureinwirkung auf das Temperaturdehnverhalten zu ermitteln, wurden zuvor bei 20 °C / 65 % r.F. bzw. 95 % r.F. gelagerte Hohlzylinder mit $\dot{T} = 2 \text{ K/min}$ auf 90 °C aufgeheizt und während 40 d bei 90 °C / 65 % r.F. bzw. 95 % r.F. weitergelagert. Anschließend erfolgte die Abkühlung auf 20 °C

in der beschriebenen Weise. Die Abbildungen 4.3.4 und 4.3.5 zeigen die bei Aufheizung und Abkühlung gemessenen Dehnungen für Quarzkies- und Kalksteinbeton. Schwindverformungen während der Temperaturstandzeit sind nicht dargestellt. Bei allen Versuchen liegen die Temperaturdehnungen bei der Abkühlung deutlicher unter den Aufheizdehnungen als dies für den Fall baldiger Wiederabkühlung nach Erstaufheizung festgestellt wurde (Abb. 4.3.1 und 4.3.2). Dies kann auf die zunehmende Trocknung des Zementsteins bei Einwirkung erhöhter Temperatur und die damit einhergehende Verringerung der scheinbaren Wärmedehnung zurückgeführt werden. Daneben ist denkbar, daß Gefügeschädigungen durch Schwindeigenspannungen entstanden sind, die zu vermehrter Rißbildung im Zementstein führten. Das unterschiedliche Ausmaß der Betontrocknung und des daraus resultierenden Schwindens bei 65 % r.F. und 95 % r.F. spiegelt sich nicht in verschiedenen stark ausgeprägten Restdehnungen nach der Abkühlung wider.

Wie die Abbildungen 4.3.6 und 4.3.7 für 20 °C/65 % r.F.-gelagerten Quarzkies- und Kalksteinbeton zeigen, bewirken wiederholte Temperaturzyklen zwischen 20 °C und 90 °C ohne Regelung der Umgebungsfuchte ebenfalls eine Verringerung der Temperaturdehnungen. Eine irreversible Restdehnung zeigt sich i.w. nur nach der ersten Abkühlung, während bei nachfolgenden Temperaturzyklen Aufheiz- und Abkühldehnzahl etwa gleich groß sind. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, daß die innere Rißbildung hauptsächlich durch den ersten Temperaturzyklus hervorgerufen wird. Die Verringerung der Temperaturdehnzahl bei nachfolgenden Temperaturzyklen ist dann weniger neuen Gefügeschädigungen durch α_T -Differenzen der Betonkomponenten zuzuordnen, als vielmehr der fortschreitenden Trocknung des Zementsteins und damit einhergehenden Schwindrissen sowie der Abnahme der scheinbaren Temperaturdehnung.

4.4 Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

4.4.1 Einflüsse auf die Druckfestigkeit

4.4.1.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

In den Abbildungen 4.4.1 und 4.4.2 ist die Veränderung der Zylinderdruckfestigkeit durch stationäre Klimaeinwirkung, bezogen auf die Druckfestigkeit am Ende der jeweiligen Konditionierungslagerung, über der Klimaeinwirkungsdauer dargestellt. Nach 20-tägiger Klimaeinwirkung erfährt der Quarzkiesbeton einen Festigkeitsverlust von ca. 5 % für 20/65-Vorlagerung und ca. 15 % für 20/95-Vorlagerung. Dies gilt annähernd für Temperaturen von 50, 70 und 90 °C; ein deutlicher Einfluß der Temperaturhöhe ist nicht erkennbar.

Mit zunehmender Klimaeinwirkungsdauer gehen die Festigkeitsverluste zurück, in einigen Fällen ist sogar eine Festigkeitszunahme zu verzeichnen. Hier zeigt sich eine Temperaturabhängigkeit: bei 90 °C gelagerte Proben weisen einen höheren Festigkeitsrückgewinn auf, als bei 70 oder 50 °C gelagerte Proben (Abb. 4.4.3). Neben der Temperatur scheint hier die Feuchte bzw. die Trocknungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur bedeutend zu sein. Für Beton, der während der Temperaturbeanspruchung feucht bleibt (Wasserlagerung oder 100 % r.F.), liegen noch keine Ergebnisse für verschiedene Temperaturhöhen vor. Die Ergebnisse für 90 °C-Lagerung zeigt Abb. 4.4.4. Der Festigkeitsverlust liegt nahezu unabhängig von der Beanspruchungsdauer bei ca. 15 % für Quarzkies- und 20 % für Kalksteinbeton.

4.4.1.2 Betonfeuchte bzw. trocknung

Der Feuchtegehalt des Betons bzw. sein temperaturabhängiger Trocknungsfortschritt scheint für die Druckfestigkeit von ausschlaggebender Bedeutung zu sein. So zeigt sowohl Quarzkies- als auch Kalksteinbeton, der vor der Temperaturbeanspruchung bei 95 % r.F. konditioniert wurde, anfangs stärkere Entfestigung (10 - 20 %, s. Abb. 4.4.2) als solcher, der zuvor bei 65 % r.F. lagerte (5 - 10 %, s.

Abb. 4.4.1), also über eine geringere Ausgangsfeuchte verfügte. Im Verlauf weiterer Temperatureinwirkung und Betontrocknung steigt die auf den Festigkeitswert vor der klimatischen Beanspruchung bezogene Druckfestigkeit wieder an und übersteigt z.T. die Ausgangsfestigkeit. Dieser Effekt ist temperatur- und feuchteabhängig: bei 90 °C und 65 % r.F. beträgt die bezogene Festigkeit nach 120 d etwa 1,17. Bei niedrigerer Temperatur bzw. höherer Feuchte ist dieser "Erholungseffekt" weniger ausgeprägt. Ist die Trocknung während der Temperatureinwirkung ausgeschlossen (unter Wasser bzw. bei 100 % r.F.), bleibt der Festigkeitsverlust während der Temperaturbeanspruchung etwa konstant (Abb. 4.4.4).

Die Festigkeitserhöhung bei erhöhter Temperatur und Betontrocknung ist vermutlich nicht auf eine Hydratationsaktivierung zurückzuführen, da der Beton zu Beginn der Temperaturerhöhung bereits weitgehend hydratisiert ist, und die Feuchte schon bald unter den Wert von etwa 80 % des verdampfbaren Wassers im Zementstein abgesunken ist, bis zu dem überhaupt Hydratation stattfinden kann /3/.

Außerdem scheint die Dauer einer Temperaturbeanspruchung für das Ausmaß der Entfestigung nicht ausschlaggebend zu sein, wie Abb. 4.4.4 für feuchtgehaltenen Beton zu entnehmen ist. In der Literatur wird die Ursache der Entfestigung i.allg. in den unterschiedlichen thermischen Ausdehnungen von Zementsteinmatrix und Grobzuschlag gesehen. Dies führt besonders in den Kontaktzonen zwischen Zuschlag und Zementstein zu Spannungen und Rissen. Ein Indiz für die Richtigkeit dieser Annahme ist die Unabhängigkeit der Festigkeit von der Temperierungsdauer im Fall der Feuchthaltung. Denn die zur Rißbildung führenden Eigenspannungen können nur während der Aufheizung oder Abkühlung entstehen.

Im untersuchten Temperaturbereich erfährt der chemisch-mineralogische Aufbau des Zementsteins keine wesentliche Änderung /8/. Nach /8/ vergrößert sich bei Temperaturen unterhalb von 105 °C in feucht temperiertem Zementstein das Kapillarporenvolumen temperierungs-

zeitabhängig bis auf das 1,5-fache. Außerdem vergrößert sich die spezifische Geloberfläche. Während die erstgenannte Porenzunahme festigkeitsmindernd wirkt, ist der Vergrößerung der Geloberfläche eine Zunahme der spezifischen Gelfestigkeit zuzuordnen. Die beiden gegenläufigen Entwicklungen scheinen resultierend zu einem stationären Druckfestigkeitszustand zu führen (Abb. 4.4.4).

Da die Druckfestigkeit bei Normaltemperatur bekanntlich mit abnehmender Betonfeuchte ansteigt, ist denkbar, daß auch bei erhöhter Temperatur die Trocknung thermisch bedingte Entfestigung kompensiert. Ähnliche Beobachtungen konnten z.B. auch in /9/ gemacht werden. Die Darstellung der auf Normaltemperatur bezogenen Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der verdampfbaren Betonfeuchte in Abb. 4.4.5 zeigt den Trocknungseinfluß für Quarzkiesbeton bei 90 und 70 °C. Insbesondere unterhalb von etwa $\bar{u} = 3$ M.-% steigt die Festigkeit stark an. Dies entspricht etwa 50 % des gesamten bei 105 °C verdampfbaren Wassers gesättigten Betons, bzw. einer Gleichgewichtsfeuchte bei ungefähr 20 °C/70 % r.F. Höhere Feuchte scheint keinen deutlichen Einfluß auf die Druckfestigkeit auszuüben. Ein Festigkeitsminimum bei ungefähr der genannten Feuchte, wie es z.B. in /10/ und /11/ festgestellt wurde, konnte in den durchgeführten Versuchen nicht festgestellt werden.

Weitere Interpretationen sind erst nach Abschluß der noch ausstehenden Versuchsserien und begleitenden Porositätsmessungen an temperierten Mörtelproben möglich.

4.4.1.3 Zyklische Klimaeinwirkung

Die bisherigen Ergebnisse zum Einfluß zyklischer Temperierung auf die Zylinderdruckfestigkeit sind in den Abb. 4.4.6 bis 4.4.8 dargestellt. Die sich nach zyklischer Klimaeinwirkung einstellenden Druckfestigkeiten wurden auf jene bezogen, die man nach etwa gleich langer stationärer Einwirkung desselben Klimas erhält. Man erkennt, daß eine niedrige Zyklenanzahl eine geringere Festigkeitsänderung bewirkt als ein entsprechendes stationäres Klima. Weitere Zyklen

bringen eine Annäherung an die bezogene Festigkeit stationär beanspruchter Proben, ohne sie allerdings im Beobachtungszeitraum deutlich zu unterschreiten. Ob weitere Zyklen zu Festigkeiten führen können, die unter denen nach stationärer Beanspruchung liegen, ist aus den vorliegenden Ergebnissen nicht zu beantworten.

4.4.1.4 Zuschlagart

Der Beton mit Kalksteinzuschlag erfährt durch stationäre Klimaeinwirkung ca. 10 % stärkere Entfestigung als Beton mit Quarzkieszuschlag (Abb. 4.4.1, 4.4.2, 4.4.4). Der Festigkeitsrückgewinn durch Trocknung ist von ähnlicher Größe wie bei Quarzkiesbeton, erreicht aufgrund der stärkeren Vorschädigung jedoch nicht dessen Endfestigkeit, bezogen auf die Festigkeit untemperierten Betons. Feucht gehaltener Kalksteinbeton erfährt einen Festigkeitsverlust von ca. 20 - 25 %, der, wie für Quarzkiesbeton, von der Temperierungszeit unabhängig ist. Das Festigkeitsverhalten von Kalksteinbeton unterscheidet sich also grundsätzlich nicht von dem von Quarzkiesbeton. Bisher liegen allerdings nur die Auswertungen für $T = 90^{\circ}\text{C}$ vor.

Der stärkere Festigkeitsverlust kann durch Mikrorißbildung infolge der unterschiedlichen thermischen Dehnung von Mörtelmatrix und kalzitischen Zuschlägen erklärt werden. Die Differenz zwischen der thermischen Dehnung der Mörtelmatrix und der des Zuschlags ist für Kalkstein, der üblicherweise eine geringe Temperaturdehnzahl aufweist, deutlich größer als für quarzitische Zuschläge. Die Temperaturdehnung des Zuschlags kann ggf. nur die Hälfte der der Mörtelmatrix betragen /7/.

Zyklische Temperierung zwischen 20°C und 90°C hat auf Kalksteinbeton offensichtlich keine andere Wirkung als auf Quarzkiesbeton (Abb. 4.4.6 - 4.4.8).

4.4.2 Einflüsse auf die Spaltzugfestigkeit

4.4.2.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

Die Veränderung der Spaltzugfestigkeit durch stationäre Klimaeinwirkung, bezogen auf die Spaltzugfestigkeit nach der jeweiligen Konditionierungslagerung, ist auf den Abb. 4.4.9, 4.4.10 und 4.4.12 in Abhängigkeit von der Klimaeinwirkungsdauer dargestellt. Für alle Variationen mit Trocknung sind Festigkeitsverluste festzustellen; für Quarzkiesbeton bis ca. 25 % der Ausgangsfestigkeit und für Kalksteinbeton bis etwa 30 %. Bereits nach 20-tägiger Klimaeinwirkung ist der deutlich größte Teil der Gesamtverluste erreicht. Bei 65 und 95 % r.F. trocknender Beton zeigt im weiteren Verlauf der Klimatisierung fortschreitende Entfestigung.

Feuchthaltung führt hingegen zu einer nur geringfügigen Entfestigung bis etwa 10 %, jedoch zu keiner zeitabhängigen Veränderung. Aus Abb. 4.4.11 ist ersichtlich, daß bereits bei 50 °C der größte Teil der Entfestigung erfolgt ist und eine höhere Temperatur darüber hinaus nur noch geringen Verlust erzeugt.

Die Ergebnisse stehen im Einklang mit früheren Untersuchungen, in denen ebenfalls eine nichtlineare Spaltzugfestigkeits-Temperaturabhängigkeit festgestellt wurde. So wird in /10/ an unversiegeltem Beton bis etwa 110 °C kein Verlust an Spaltzugfestigkeit gemessen, der jenen von ca. 30 % bei 50 °C überschreitet. Auch in /12/ und /13/ wird von Festigkeitsverlusten unversiegelten Betons bis ca. 40 % bei 50 - 60 °C berichtet. In diesen Veröffentlichungen werden in einigen Serien bei weiterer Temperaturerhöhung wieder höhere Spaltzugfestigkeiten gemessen. In den eigenen Untersuchungen konnte ein derartiges Festigkeitsminimum jedoch nicht festgestellt werden. Die Erkenntnis, daß feuchtgehaltener Beton nur einen geringen Verlust an Spaltzugfestigkeit erfährt, steht im Einklang mit /12/. In einigen Fällen wurde dort sogar Festigkeitsgewinn bis zu 20 % ermittelt. In /12/ wurden die Proben während 12 Monaten temperiert, Zwischenmessungen wurden nach 3 und 6 Monaten durchgeführt. Dabei

konnte ebensowenig wie in den eigenen Versuchen eine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Temperierungszeit festgestellt werden.

4.4.2.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

Die Betonfeuchte bzw. der Trocknungsfortschritt bei erhöhter Temperatur ist der entscheidende Parameter für die Veränderung der Spaltzugfestigkeit. Diese Wirkung übertrifft jene der Temperaturhöhe, der Temperatureinwirkungsdauer und der Zuschlagart.

In Abschnitt 4.4.1.2 wurde die Bedeutung des Feuchtegehaltes für die Druckfestigkeit dargestellt: Feuchtgehaltener Beton zeigt die stärkste Entfestigung. Mit dem Trocknungsfortschritt werden die Verluste kompensiert. Die Feuchteabhängigkeit der Spaltzugfestigkeit stellt sich gänzlich anders dar: Feuchtgehaltener Beton zeigt nur sehr geringe Entfestigung, während mit fortschreitender Betontrocknung die Festigkeit deutlich abnimmt. In Abb. 4.4.13 ist die bezogene Spaltzugfestigkeit von Quarzkiesbeton nach der Temperierung in Abhängigkeit von der Betonfeuchte dargestellt. Sowohl für 90 °C als auch 70 °C steigt die Spaltzugfestigkeit näherungsweise linear mit zunehmender Betonfeuchte an.

Die in Abschnitt 4.4.1.2 getroffenen Aussagen zum Temperatureinfluß auf den Hydratationsgrad, den chemisch-mineralogischen Aufbau des Zementsteins und die Porenstruktur werden auch für die Betrachtung der Spaltzugfestigkeit Gültigkeit haben. So ist zu vermuten, daß zur Erklärung auch hier in erster Linie Rißbildungsphänomene infolge thermischer Dehnungsdifferenzen zwischen Grobzuschlag und Zementsteinmatrix heranzuziehen sind. Während in der Literatur diesbezügliche Ansätze für Temperaturen des Brandfalls vorliegen, z.B. /14, 15/, ist für den Temperaturbereich bis 100 °C der Kenntnisstand gering.

Eine Erklärung für die gegensinnige Wirkung der Betonfeuchte auf die Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit durch das gleiche Phä-

nomen der inneren Rißbildung ist folgenderweise denkbar: In feuchtem Beton können Gefügeeigenspannungen beim Aufheizen durch Kriechen des Zementsteins teilweise abgebaut werden. Dadurch ist die Gefügeschädigung geringer als für trockenen oder trocknenden Beton, der im aufgeheizten Zustand zusätzliche Schädigung durch Schwinden des Zementsteins erleidet. Dies mag die Abnahme der Spaltzugfestigkeit mit zunehmender Trocknung erklären. Die Rißbildung in den Kontaktzonen schwächt die Zugfestigkeit in stärkerem Maße als die Druckfestigkeit, weil dadurch die lasttragende Fläche stark abgemindert wird, während anderenfalls eine Überdrückung der geschädigten Bereiche denkbar ist. Eine Erklärung des Anstiegs der Druckfestigkeit im Bereich geringer Feuchtegehalte ist mit Hilfe der Betrachtung der Wasserbindung im Zementstein, bzw. der Abhängigkeit der Oberflächenkräfte im Zementgel von der Feuchte möglich /16, 17/. An den Gelteilchen adsorbiertes Wasser verringert die Oberflächenenergie und führt zur Festigkeitsabnahme. Die Wirkung des adsorbierten Wassers im Zementstein auf die Festigkeit ist somit vereinfacht als die eines Gleitmittels vorstellbar. Für die Zugfestigkeit wird der positive Effekt bei Trocknung wegen der stark mindernden Rißbildungswirkung der Trocknung nicht spürbar.

4.4.2.3 Zyklische Klimaeinwirkung

Die bisherigen Ergebnisse zum Einfluß zyklischer Temperierung auf die Spaltzugfestigkeit sind in den Abb. 4.4.14 bis 4.4.16 dargestellt. Die sich nach zyklischer Klimaeinwirkung einstellenden Spaltzugfestigkeiten wurden auf jene bezogen, die man nach etwa gleichlanger stationärer Einwirkung desselben Klimas erhält. Man erkennt, daß zyklische Klimatisierung für die untersuchten Parameter zu keiner Festigkeitsänderung führt, die sich im Rahmen der Streuung der Messungen signifikant von der nach stationärer Einwirkung unterscheidet.

4.4.2.4 Zuschlagart

Ausgewertete Versuchsergebnisse über die Spaltzugfestigkeit von Kalksteinbeton nach Klimaeinwirkung liegen bislang nur für die

Temperaturhöhe 90 °C vor. Diese Ergebnisse weisen darauf hin, daß dessen Verlust an Spaltzugfestigkeit für die untersuchten Feuchtezustände um 5 bis 10 % höher ist als der von Quarzkiesbeton. Hinsichtlich der Abhängigkeit von der Temperierungszeit bzw. von der Zyklenanzahl sind keine signifikanten Unterschiede zum Quarzkiesbeton zu erkennen.

4.4.3 Einflüsse auf den E-Modul und die Spannung-Dehnungslinie

4.4.3.1 Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

In den Abb. 4.4.17 und 4.4.18 ist die Veränderung des Elastizitätsmoduls durch stationäre Klimaeinwirkung, bezogen auf den Wert nach der jeweiligen Konditionierungslagerung, über der Klimaeinwirkungsdauer dargestellt. Der E-Modul wird jeweils als Ursprungsekante durch den Drittelspunkt der gemessenen Druckfestigkeit aus der aufgezeichneten Spannung-Dehnungslinie ermittelt. Die Versuche wurden kraftgesteuert durchgeführt. Die Dehnungsmessung erfolgte mittels 3 auf den Umfang verteilter Dehnungsmeßstreifen (HBM, $l_0 = 6$ cm), deren Mittelwert registriert wurde.

Es ist erkennbar, daß der E-Modul durch Temperierung bis zu 20 % abnimmt. Die Temperierungsdauer ist im Rahmen der Meßwertstreuungen ohne Einfluß. Hingegen ist eine deutliche Wirkung der Temperaturhöhe vorhanden, wie Abb. 4.4.19 für Quarzkiesbeton zeigt. Mit steigender Temperatur nimmt der Verlust am E-Modul zu.

Über die Veränderung des Elastizitätsmoduls im untersuchten Temperaturbereich liegt in der Literatur eine Reihe Ergebnisse vor, die z.B. in /18/ zusammengestellt wurden. Diese Ergebnisse bestätigen die hier ermittelten im wesentlichen.

In kraftgesteuerten Versuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehungen erlauben die Beurteilung mehrerer Werkstoffeigenschaften. Neben der Druckfestigkeit und dem Elastizitätsmodul ist dies vor allem die Bruchdehnung bzw. die Dehnung unter der Maximalspannung.

Die Abb. 4.4.23 und 4.4.24 zeigen einige der ermittelten Spannungs-Dehnungslinien. Es ist festzustellen, daß nach einer Temperierung aufgenommene Linie i.d.R. auf leicht geringere Bruchdehnungen hinweisen als sie an untemperierten Proben festgestellt wurden.

Hiermit vergleichbare Ergebnisse sind nicht bekannt. Allerdings wurde für höhere Temperatur bis ca. 700 °C mit steigender Temperatur eine deutliche Zunahme der Bruchdehnung festgestellt /1/.

4.4.3.2 Betonfeuchte bzw. -trocknung

Aus den Abbildungen 4.4.17 bis 4.4.20 ist zu entnehmen, daß bei 65 % r.F. trocknender Beton die größte Abminderung des E-Moduls bis ca. 20 % erfährt, bei 95 % r.F., bzw. bei Feuchthaltung gelagerte Proben hingegen nur bis zu 10 % verlieren. Es scheint also eine Feuchteabhängigkeit des E-Moduls vorzuliegen, die aber weniger ausgeprägt ist, als für die Druck- oder Spaltzugfestigkeit. In Abbildung 4.4.21 ist der bezogene Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Betonfeuchte dargestellt.

In der Literatur liegen teilweise widersprüchliche Aussagen zur Bedeutung der Betonfeuchte für den Elastizitätsmodul vor. Grundsätzlich ist der E-Modul von Beton, der bei Normaltemperatur wassergelagert wurde, größer als nach Lagerung gemäß DIN 1048 (20 °C / 65 % r.F.). Bei erhöhter Temperatur wird sowohl berichtet, daß die Feuchte ohne erkennbaren Einfluß sei, z.B. /1, 20/, als auch ihre vermeintlich entscheidende Rolle vermutet /21/. Diese Vermutung gründet sich hauptsächlich auf Versuche bei 150 °C /22/, in denen versiegelter Beton deutlich höhere Verluste erfuhr als unversiegelter.

Ein Grund für die unterschiedlichen Aussagen ist darin zu sehen, daß der Streubereich der E-Modul-Veränderungen in der Literatur zwischen 0 und 30 % im Temperaturbereich bis 100 °C /18/ wegen der verschiedenen Betonarten und Prüfbedingungen recht groß ist. Eine Wirkung der Betonfeuchte, wie sie gemäß Abb. 4.4.21 besteht, ist daraus nicht ablesbar.

Zur Beantwortung der Frage nach verlustverursachenden Vorgängen im Betongefüge liegen kaum Ansätze vor. Man vermutet vorrangig Inkompatibilitäten zwischen der Zementsteinmatrix und dem Zuschlag /18/.

4.4.3.3 Zyklische Klimaeinwirkung

Zyklische Klimatisierung zwischen jeweils 7-tägiger Lagerung bei 50, 70, 90 °C und 20 °C für die Umgebungsfeuchten 65, 95 % r.F. und Feuchthaltung führt zu keinen stärkeren Beeinträchtigungen des Elastizitätsmoduls als eine entsprechende stationäre Temperierung. Abb. 4.4.22 zeigt dies für eine Lagerung bei 65 % r.F.

4.4.3.4 Zuschlagart

Während hinsichtlich Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit nach einer Temperierung der untersuchte Beton mit kalzitischen Zuschlägen stärkeren Verlust aufwies als der Quarzkiesbeton, zeigt sich für den Elastizitätsmodul die entgegengesetzte Tendenz: Quarzkiesbeton verweicht bis zu 10 % mehr als Kalksteinbeton.

Über ähnliche Beobachtungen an unversiegelten und versiegelten Proben wird auch in der Literatur berichtet /1, 20, 21/. Aus Vergleichen des E-Modul-Verlustes nach Temperierung von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlagarten, auch Leichtzuschläge, in /1/ ist zu schließen, daß "weiche" Zuschläge (niedriger E-Modul) zu geringeren Verlusten führen. So zeigten Betone mit Leichtzuschlägen, sowie Sandstein und Kalkstein deutlich geringere Verluste als solche mit Quarz- oder Basaltzuschlägen.

Vermutlich sind diese Unterschiede auf Eigenspannungen und Mikrorisse bei der Temperierung sowie auf Eigenspannungen bei der Belastung infolge von E-Modulunterschieden zwischen der Zementsteinmatrix und den Zuschlägen zurückzuführen. Weiterführende Erklärungen zu diesem Phänomen sind aber nicht bekannt.

4.4.4 Restwerte nach Kriechen für Druckfestigkeit und E-Modul

Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen. Die Berichterstattung erfolgt im Rahmen des Abschlußberichts.

4.5 Veränderung der Porenstruktur von Mörtel

Bis zum Berichtstermin wurden Strukturuntersuchungen an Mörtel mit quarzitischem und kalzitischem Sand durchgeführt, der bei 50 und 90 °C temperiert wurde. Die Feuchte der Umgebungsluft bei der Temperierung betrug jeweils 65 und 95 % r.F. Proben wurden sowohl belastet als auch unbelastet temperiert.

Nach 60-tägiger Klimatisierung bei 50 °C konnten mittels der Quecksilberdruckporosimetrie für alle Variationen keine signifikanten Veränderungen des Porenvolumens und der Porengrößenverteilung festgestellt werden.

Die Ergebnisse der Porenanalyse nach 60-tägiger Temperierung bei 90 °C lagen erst unmittelbar zur Berichterstattung vor, so daß an dieser Stelle zunächst nur eine kurze Schilderung möglich ist.

Im unbelasteten Zustand bei 90 °C/65 % r.F. und 90 °C/95 % r.F. gelagerter Quarzsandmörtel zeigt eine Vergrößerung des Porenraumes. Ein Porenhäufigkeitsmaximum, das sich bei 20 °C/65 % r.F.-gelagerten Referenzproben bei etwa 200 - 300 Å befindet, ist nach der Temperierung in den Bereich gröberer Poren verschoben (500 - 1000 Å) und angestiegen. Dieser Effekt ist an Proben, die bei 65 % r.F. trockneten, ausgeprägter als bei jenen, die infolge 95 % r.F. in geringerem Maße austrockneten; somit ist ein enger Zusammenhang zum Trocknungsvorgang zu sehen.

In entsprechender Weise lastfrei klimabeanspruchter kalzitischer Mörtel zeigt grundsätzlich dieselbe Tendenz. Außerdem entwickelt sich ein zweites Häufigkeitsmaximum im Bereich grober Poren $> 10^4$ Å, das der Kontaktzone zwischen den Mörtelzuschlägen und dem Zement-

stein zuzuordnen ist. Da es nur bei kalzitischem Mörtel auftritt, ist anzunehmen, daß es durch Mikrorißbildung in der Kontaktzone zustande kommt, die durch Differenzen der thermischen Dehnungen von Zementsteinmatrix und Zuschlag bewirkt wird. Dieses zweite Maximum ist besonders deutlich, wenn der Mörtel in geringerem Maße trocknet ($90^{\circ}\text{C}/95\% \text{ r.F.}$). Anscheinend wirkt andernfalls die stärkere Schwindverkürzung des Zementsteins in 90/65-gelagertem Mörtel der Rißbildungstendenz entgegen. Denn die ist ja vermutlich dadurch gegeben, daß die thermische Dehnung feuchten Zementsteins erheblich größer als die kalzitischer Zuschläge ist.

Das Ergebnis der Porenanalyse belastet temperierten Mörtels ($\sigma_D \approx 15 \text{ N/mm}^2$) unterscheidet sich deutlich von den oben geschilderten Ergebnissen für unbelastet temperierte Proben.

Zum einen ist festzustellen, daß das Porenhäufigkeitsmaximum des kalzitischen Mörtels $>10^4 \text{ \AA}$ nahezu verschwindet. Hieraus ist möglicherweise zu schließen, daß die herrschende Druckspannung die thermischen Dehnungen in der Weise beeinflusst, daß eine Mikrorißbildung nur vermindert erfolgt, oder aber eingetretene Mikrorisse gleichsam "überdrückt" werden.

Außerdem ist an belasteten Proben insbesondere aus quarzitischem Mörtel die Tendenz zur Ausbildung eines neuen Maximums in der differentiellen Porenverteilung unterhalb von 100 \AA zu beobachten. Eine Erklärung dieses Maximums ist schwierig. Möglicherweise deutet der Effekt auf eine hydrothermale Reaktion im Zementstein hin. Da hydrothermale Reaktionen nur in der flüssigen Phase ablaufen können, ist dieses dann denkbar, wenn infolge der lastbedingten Mörtelkompression die Trocknung in der Weise beeinflusst wird, daß im deformierten Porenraum noch kondensiertes Wasser vorliegt, also Bereiche mit Dampfsättigung existieren. Da die Trocknung bisher nur an Beton beobachtet wurde und auch nur im unbelasteten Zustand, kann hierzu derzeit keine Antwort gegeben werden.

Entsprechende Trocknungsbeobachtungen an belastetem und unbelastetem Mörtel werden hierüber Aufschluß geben. Außerdem wird mittels DTA und N₂-Adsorptionsanalyse die Ursache des Häufigkeitsmaximums unterhalb des Porenradius 100 Å festgestellt werden.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Im Zuge der Forschung für Spannbetonreaktordruckgefäße wurden umfangreiche Ergebnisse über das Festigkeits- und Verformungsverhalten von "massigen" Betonbauteilen unter stationär einwirkender erhöhter Temperatur einerseits und für die Betonfeuchtegrenzzustände "versiegelt" und "frei austrocknend" bzw. "trocken" andererseits erarbeitet.

In dünnwandigen Bauteilen unter thermischer und hygrischer Beanspruchung ist die Situation durch diese Grenzzustände nicht zutreffend charakterisiert: Temperatur und Feuchtigkeit sind orts- und zeitabhängig. Beispiele hierzu sind folgende Bauwerke der Energietechnik: Wärmespeicherbecken, Kühltürme, Meerwasserentsalzungsanlagen, Kläranlagen.

Da die Betonfeuchte bzw. deren Veränderung unter der Einwirkung erhöhter Temperatur das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton wesentlich beeinflusst, zeigt sich hier eine Wissenslücke. Dieses Forschungsvorhaben soll zur Klärung beitragen.

Dazu werden die Auswirkungen zeitabhängiger Temperatur- und/oder Feuchteänderungen, also instationärer Klimabedingungen auf die Betoneigenschaften untersucht. Die Untersuchungen finden an vergleichsweise feingliederigen Probekörpern statt; dabei wird die Veränderung der mittleren Probenfeuchte beobachtet.

Die untersuchten Betoneigenschaften sind:

- Zylinderdruckfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- Druck-E-Modul und Spannungs-Dehnungsbeziehung
- Temperaturdehnverhalten
- Kriechen
- Trocknung und Schwinden

Die Veränderung der Zementsteinstruktur infolge hygrothermischer Einwirkung wird begleitend an Mörtelproben bestimmt. Zur Untersuchung der Festigkeiten dienen Betonzylinder ($d = 8 \text{ cm}$). Das Langzeitverformungsverhalten wird an Betonhohlzylindern ($d_a = 15 \text{ cm}$, $d_i = 5 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$) untersucht.

Die Betonzusammensetzung - ausgenommen die Zuschlagart - bleibt i.w. unverändert: 350 kg/m^3 PZ 35 F, Mischungsverhältnis $1 : 5,3 : 0,54$ GT. Das Betonalter wird als Parameter ausgeschlossen: zu Beginn thermischer Beanspruchung sind alle Proben 150 d alt.

Die wesentlichen Untersuchungsparameter sind:

- Zuschlagart (quarzitisch und kalzitisch)
- Temperaturhöhe (20, 50, 70, 90°C)
- Betonfeuchte bei Temperierungsbeginn (Konditionierung bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ und $20^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$)
- Feuchte der Umgebungsluft bei erhöhter Temperatur (65 und $95\% \text{ r.F.}$)
- Belastungszeitpunkt für Kriechversuche (vor bzw. nach der Aufheizung)

Der vorgelegte Arbeitsbericht stellt die Versuchsergebnisse dar, die bis zum Berichtstermin erarbeitet und ausgewertet wurden. Die weiteren Versuchsserien werden dem Versuchsprogramm entsprechend (s. Abschn. 2) i.w. bis zum Ende der laufenden Förderperiode abgeschlossen werden.

Zu den vorgestellten Ergebnissen im einzelnen:

Betontrocknung

- Nach der Konditionierungslagerung bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ bis zum Betonalter $\tau = 150 \text{ d}$ beträgt die auf das Trockengewicht des Betons bezogene mittlere Feuchte der hohlzylindrischen Probekörper ca. $3,8 \text{ M.-%}$. Der entsprechende Wert nach der Konditionierung bei $20^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$ ist etwa $4,8 \text{ M.-%}$. Dies sind die Ausgangsfeuchten bei Temperierungsbeginn.

- Nach rd. 60-tägiger thermischer Beanspruchung ist die Betonfeuchte auf annähernd diejenigen Werte abgesunken, die den rechnerischen Gleichgewichtsfeuchten nach /3/ entsprechen. Das Spektrum der Betonfeuchten nach der Temperierung umfaßt den Bereich von etwa 1 bis 4 M.-%.

Kriechen

- Unter der Einwirkung erhöhter Temperatur bis 90 °C entstehen innerhalb 1000-stündiger Belastung etwa 2- bis 4-fache Kriechverformungen gegenüber 20 °C.
- Das Ausmaß der Kriecherhöhung ist u.a. abhängig von der Temperaturhöhe, der Betonfeuchte bzw. dem Trocknungsvorgang, dem Belastungszeitpunkt (stationärer bzw. instationärer Temperaturfall) und der Zuschlagart. Außerdem führt eine zyklische Temperierung zu erhöhter Kriechverformung gegenüber konstant einwirkender, erhöhter Temperatur.
- Die Wirkung der Temperaturhöhe ändert sich anscheinend im Verlauf der Belastungszeit. Nach sehr kurzer Belastungszeit sind die Kriechverformungen bei 70 °C gegenüber 90 °C etwa gleich groß oder größer. Nach längerer Belastungszeit (ab ca. 250 h) ist dieser Effekt nicht mehr vorhanden: die Kriechverformungen nehmen mit steigender Temperatur monoton zu.
- Die Trocknung bestimmt in deutlicher Weise die Kriechgeschwindigkeit. Der Einfluß der Feuchteänderung ist anscheinend größer als der des Feuchtegehaltes bei Versuchsbeginn. Nach längerer Belastungszeit (ab ca. 300 h) sind die Kriechzahlen bei 90 °C/65 % r.F. ($\hat{= } u_{m,\infty} \approx 0,9$ M.-%) und bei 90 °C/95 % r.F. ($\hat{= } u_{m,\infty} \approx 2,3$ M.-%) etwa gleich groß.
- Eine Aufheizung unter Last auf 90 °C führt zu etwa den 2-fachen Kriechverformungen gegenüber Proben, die zuerst aufgeheizt und im Anschluß belastet werden. Die Kriechgeschwindigkeit steigt

während des Aufheizens und einige Zeit danach stark an. Mit zunehmender Belastungsdauer scheinen sich die Kriechzahlen $\varphi(t, T)$ für die beiden Temperaturfälle wieder einander anzunähern.

- Die temperaturabhängige Aktivierung des Kriechens von Kalksteinbeton ist größer als die von Quarzkiesbeton.

Temperaturdehnverhalten

- Die thermische Dehnung von Quarzkiesbeton ist größer als die von Kalksteinbeton.
- Die Betonfeuchte beeinflusst die thermische Dehnung: nach einer Lagerung bei 20 °C/65 % r.F. ist sie von maximaler Größe.
- Die Temperaturdehnung bei der Abkühlung ist geringer als bei der Aufheizung.
- Nach der Abkühlung verbleibt eine irreversible Restdehnung von 0,5 bis 1,0 ‰.
- Wiederholte Aufheizungen vermindern die Temperaturdehnung.
- Die Phänomene sind durch die unterschiedlichen thermischen Dehnungen von Grobzuschlag und Zementsteinmatrix zu erklären. Die thermische Dehnung des Zementsteins ist feuchteabhängig. Bei Trocknung ist zusätzliche Mikrorißbildung infolge von Schwind-eigenspannungen denkbar.

Druckfestigkeit

- Der Feuchtegehalt des Betons bzw. sein temperaturabhängiger Trocknungsfortschritt scheint die Druckfestigkeit im untersuchten Temperaturbereich stärker zu beeinflussen als die Temperatur an sich.

- Feuchtgehaltener Beton erleidet bei 90 °C etwa 20 % temperierungszeitunabhängigen Festigkeitsverlust gegenüber 20 °C. Ist Trocknung möglich, kompensiert die mit der Temperierungszeit fortschreitende Trocknung diesen Verlust und kann resultierend zu einem Festigkeitserfolg gegenüber 20 °C-Lagerung führen.
- Zyklische Temperierung bewirkt keine deutlich stärkere Entfestigung als stationär einwirkende Temperatur.
- Kalksteinbeton zeigt leicht höhere Festigkeitsverluste als Quarzkiesbeton, jedoch kein grundsätzlich anderes Verhalten.

Spaltzugfestigkeit

- Eine Temperierung vermindert die Spaltzugfestigkeit von Quarzkiesbeton bis 25 % und die von Kalksteinbeton bis 30 %. Diese Entfestigungen sind bereits bei 50 °C zum größten Teil eingetreten.
- Bei Feuchthalte sind die Verluste gering und anscheinend nicht temperierungszeitabhängig. Trocknung führt hingegen zu weiterer Entfestigung.
- Damit zeigt sich eine gegensinnige Wirkung der Betonfeuchte auf die Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit: Die Druckfestigkeit fällt bei hoher Feuchte ab, während die Spaltzugfestigkeit mit zunehmender Trocknung sinkt.
- Diese Phänomene können als Folge von Mikrorissbildung und mittels der Abhängigkeit der Oberflächenenergie des Zementgels von der Menge adsorbierten Wassers erklärt werden.

E-Modul

- Durch eine Temperierung bis 90 °C nimmt der E-Modul bis zu 20 % ab. Mit der Temperaturhöhe nimmt der Verlust zu. Die Temperierungsdauer ist ohne deutlichen Einfluß.

- Die Feuchteabhängigkeit ist weniger ausgeprägt als für die Druck- und Spaltzugfestigkeit: mit abnehmender Betonfeuchte sinkt der E-Modul nur geringfügig.
- Während Beton mit kalzitischen Zuschlägen stärkere Verluste an Druck- und Spaltzugfestigkeit erfährt als solcher mit Quarzzuschlägen, zeigt sich für den E-Modul die entgegengesetzte Tendenz: die "weiche" kalzitischen Zuschläge führen zu geringeren Verlusten von etwa 10 % des Ausgangswertes.

Porenstruktur

Zur Veränderung der Porenstruktur temperierten Mörtels liegen erste Ergebnisse für 90 °C vor:

- Temperierung und Trocknung vergrößern den Kapillarporenraum.
- Darüber hinaus schädigen sie bei kalzitischem Mörtel vermutlich die Kontaktzone zwischen den Zuschlägen und dem Zementstein.
- Eine einaxiale Druckbeanspruchung ($\sigma_D \approx 15 \text{ N/mm}^2$) während der Temperierung scheint Einfluß auf thermisch verursachte Porenstrukturänderungen zu haben. Möglicherweise besteht dieser Einfluß infolge eines unterschiedlichen Trocknungsverhaltens belasteter und unbelasteter Proben.

6. OFFENE PROBLEME

Auf der Grundlage des derzeitigen Bearbeitungsstandes des Forschungsvorhabens und der bisher erlangten Erkenntnisse sollen diejenigen Aspekte zusammengefaßt werden, die derzeit noch ungeklärt sind und die bis zum Abschluß des Vorhabens noch bearbeitet werden sollen.

Kriechen

- Bis zum Berichtstermin wurden vor allem die Kriechversuche bei instationärer Temperatureinwirkung durchgeführt. Die Auswertungen zum Einfluß der Temperaturhöhe beziehen sich dementsprechend ausschließlich auf diese Versuche. Zur Beantwortung der Frage nach der Existenz einer Temperatur kleiner als 90°C , die möglicherweise zu zeitweise höheren Kriechverformungen als 90°C führt, fehlen noch die Kriechversuche bei stationärer Temperatureinwirkung.
- Die im stationären Temperaturfall bei $90^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ anfangs gemessene Kriechgeschwindigkeit ist sehr viel höher als die bei $90^{\circ}\text{C}/95\% \text{ r.F.}$ festgestellte. Um zu klären, inwiefern dieser Effekt mit der Feuchte bzw. dem Trocknungsvorgang zusammenhängt, sind die Ergebnisse der Kriechversuche bei 50 und 70°C für stationäre Temperatureinwirkung erforderlich.
- Eine Aufheizung unter Last aktiviert das Kriechen gegenüber stationärer Temperatureinwirkung. Diese Aussage ist bisher nur für 90°C belegt. Zur Formulierung einer Temperaturabhängigkeit werden die noch ausstehenden Ergebnisse für 50 und 70°C benötigt.
- Um festzustellen, ob die Aktivierung des Kriechens durch eine Aufheizung unter Last nur eine beschleunigte Entwicklung der Kriechverformung ist oder aber ein zusätzlicher Verformungsanteil, ist die zeitliche Fortführung einer Kriechversuchsserie erforderlich. Dazu soll in einer der noch folgenden Versuchsserien die Belastungsdauer von $1000 \text{ Std.} \hat{=} \text{ca. } 40 \text{ Tagen}$ auf min-

destens 150 Tage verlängert werden. Hierdurch wird gleichzeitig eine Extrapolationsbasis geschaffen, um aus den vorliegenden Ergebnissen mit größerer Zuverlässigkeit auf die Kriechzahlen nach längerer Belastungszeit schließen zu können.

- Am Kalksteinbeton wurden bis zum Berichtstermin erst wenige Kriechversuche durchgeführt. Die übrigen Serien folgen gemäß Versuchsprogramm.
- Die Entwicklung der Kriechverformungen unter den untersuchten klimatischen Umgebungsbedingungen ist mit den Ergebnissen der Literatur zu vergleichen, die für "versiegelten" bzw. "trockenen" Beton ermittelt wurden. Insbesondere gilt dies für den Fall instationärer Temperaturentwicklung.
- Die bekannten Rechenansätze zur Beschreibung der zeitlichen Kriechentwicklung bei erhöhter Temperatur sind darzustellen und auf ihre Eignung für die untersuchten Klimabedingungen zu prüfen. Gegebenenfalls sind zutreffendere Formulierungen zu entwickeln bzw. vorliegende zu modifizieren.

Schwinden, Anelastische Rückverformung

- Die Auswertungen waren zum Berichtstermin noch nicht abgeschlossen. Die Berichterstattung unter Einschluß der Ergebnisse der noch folgenden Versuchsserien erfolgt im Abschlußbericht.
- Der Zusammenhang zwischen der begrenzten Betontrocknung und der Entwicklung der Schwindverformungen bei erhöhter Temperatur ist darzustellen.
- Die verzögerte Elastizität ist auf die Temperatur- und Feuchteabhängigkeit ihrer zeitlichen Entwicklung und ihres möglichen Grenzwertes zu prüfen.

Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

- Die Untersuchungen zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten sind weiter fortgeschritten als für das Kriechen. Hier stehen nur noch Temperierungen bei 50 °C und unterschiedlichen Feuchtebedingungen aus.
- Zur Interpretation der festgestellten Effekte wird weiterer Aufschluß aus den Strukturuntersuchungen an Mörtel erwartet.
- Über das Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten belastet temperierter Proben (Restwerte nach Kriechversuchen) wird nach Abschluß des Versuchsprogramms zum Kriechen berichtet.

Porenstruktur von Mörtel

- Den bei den bisherigen Strukturuntersuchungen mit der Quecksilberdruckporosimetrie festgestellten Phänomenen wird durch Detailuntersuchungen (DTA, N₂-Adsorption) nachgegangen.
- Insbesondere wird die Trocknung temperierten Mörtels im belasteten und unbelasteten Zustand beobachtet.

7. LITERATUR

- /1/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen DAFStb, Heft 337, 1982
- /2/ Verbeck, G: The Role of Cement, Water and Aggregates in Shrinkage and Creep of Concrete. Vortrag, Tokio, 1968
- /3/ Hilsdorf, H.K.: Austrocknung und Schwinden von Beton. Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis (Rüsch-Festschrift), 1969
- /4/ Powers, T.C., Brownyard, T.L.: Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. Journal of the ACI, Vol. 18, No. 5, 1947, S. 549 - 594
- /5/ Hilsdorf, H.K.: A Method to Estimate the Water Content of Concrete Shields. Nuclear Engineering and Design, No. 6, 1967, S. 251 - 263
- /6/ Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation, Stuttgart, 1961
- /7/ Ziegeldorf, S., Kleiser, K., Hilsdorf, H.K.: Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. DAFStb, Heft 305, 1979
- /8/ Seeberger, J.: Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C. Dissertation, Karlsruhe, 1981
- /9/ Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. DAFStb, Heft 214, 1970
- /10/ Kasami, H., Okuno, T., Yamane, S.: Properties of Concrete Exposed to Sustained Elevated Temperature. 3rd Int. Conf. on SMIRT, London, 1975
- /11/ Polivka, M., Bertero, V.V., Gjorv, O.E.: The Effect of Moisture Content on the Mechanical Behavior of Concrete Exposed to Elevated Temperatures. Proc. of the Conf. on Mech. Behavior of Materials, Kyoto, Vol. 4, 1972, S. 203 - 213
- /12/ Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., Furumura, F.: Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperature. ACI, Sem. on Concrete for Nucl. Reactors, Berlin 1970
- /13/ Saeman, J.C., Washa, G.W.: Variation of Mortar and Concrete Properties with Temperature. Journal of the ACI, Title No. 54-20, Detroit, 1957

- /14/ Zoldners, N.G.: Effect of High Temperatures on Concretes Incorporating Different Aggregates. ASTM Proc., Vol. 60, 1960
- /15/ Diederichs, U.: Untersuchungen zur Restzugfestigkeit von Mörtel und Beton nach Einwirkung hoher Temperaturen. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1983, TU Braunschweig
- /16/ Pihlajavaara, S.E.: A Review of some of the Main Results of a Research on the Ageing Phenomena of Concrete: Effect of Moisture Conditions on Strength, Shrinkage and Creep of Mature Concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 4, 1974 S. 761 - 771
- /17/ Wittmann, F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. DAfStb, Heft 290, 1977
- /18/ Geymayer, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf das Formänderungsverhalten von Beton. Zement und Beton, Heft 63 und 64, 1972
- /19/ Bonzel, J.: Elastische und bleibende Zusammendrückung verschiedener Betone im Kurzzeitversuch und Möglichkeiten ihrer Beeinflussung insbesondere durch Nachbehandlung. Dissertation, TH Aachen, 1957
- /20/ Aschl, H.: Mechanische Eigenschaften von Massivbeton unter erhöhten Temperaturen. Veröff. des Lehrstuhls für Massivbau, TU München, 1977
- /21/ Eibl, J. et al: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau. DAfStb, Heft 237, 1974
- /22/ Bertero, V.V., Polivka, M.: Influence of Thermal Exposures on Mechanical Characteristics of Concrete. ACI, SP 34-28, 1970, S. 505 - 531
- /23/ Kordina, K., Budelmann, H.: Zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei instationärem Umgebungsklima: Literaturstudie zum Kriechen. Arbeitsbericht II/1, 1984, Schwerpunktprogramm der DFG "Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau"
- /24/ Nasser, K.W., Neville, A.M.: Creep of Concrete at Elevated Temperatures. Journal of the ACI, 1965, S. 1567 - 1579
- /25/ Geymayer, H.: Effect of Temperature on Creep of Concrete. ACI, SP 34, 1970, S. 565 - 589

- /26/ Hansen, T.C., Eriksson, L.: Temperature Change Effect on Behavior of Cement Paste, Mortar and Concrete under Load. Journal of the ACI, 1966, S. 489 - 502
- /27/ Fahmi, H.M., Polivka, M., Bresler, B.: Effect of Sustained and Cyclic Elevated Temperature on Creep of Concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 2, 1972, S. 591 - 606
- /28/ Fahmi, H.M., Bresler, B., Polivka, M.: Prediction of Creep of Concrete at Variable Temperatures. Journal of the ACI, 1973, S. 709 - 713

Tabellen

Tabelle 2.2.1: Versuchsprogramm Kriechen

Bezeichnung des Kriechversuches	Zuschlagart Q=Quarkies K=Kalkstein	Vorlagerungsklima [°C/ % r.F.]	Nr. der Betonage	Temperatur bei verz.-el. Rückverf. [°C]	Versuchsdatum
20/65	Q	20/65	1	20	3/ 4 83
20/65	K	20/65	5	20	1/ 2 84
20/95	Q	20/95	2	20	7/ 8 83
20/95	K	20/95	5	20	1/ 2 84
90/65 stat	Q	20/65	1	90	3/ 4 83
90/65 stat	K	20/65	14	20	6/ 7 85 *
90/95 stat	Q	20/95	2	20	6/ 7 83
90/95 stat	K	20/95	14	90	6/ 7 85 *
90/65 instat	Q	20/65	8	90	9/10 84
90/65 instat	K	20/65	14	90	6/ 7 85 *
90/95 Zyk	Q	20/95	3	20	9/10 83
90/95 Zyk	K	20/95	5	20	1/ 2 84
70/65 stat	Q	20/65	15	20	8/ 9 85 *
70/65 instat	Q	20/65	6	70	5/ 6 84
70/95 stat	Q	20/95	15	20	8/ 9 85 *
70/95 instat	Q	20/95	6	70	5/ 6 84
50/65 stat	Q	20/65	10	20	1/ 2 85 *
50/65 stat	K	20/65	9	20	11/12 84 *
50/65 instat	Q	20/65	4	50	11/12 83
50/65 instat	K	20/65	7	50	7/ 8 84
50/95 instat	Q	20/95	4	50	11/12 83
50/95 instat	K	20/95	7	50	7/ 8 84
T/W=konst stat	Q	20/65	11	50	3/ 4 85 *
T/W=konst stat	K	20/65	9	20	11/12 84 *
T/W=konst instat	Q	20/65	11	20	3/ 4 85 *
T/W=konst instat	K	20/65	9	50	11/12 84 *

* zum Berichtstermin noch nicht durchgeführt oder ausgewertet

Tabelle 2.4.1: Versuchsprogramm Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten bei erhöhter Temperatur

* zum Berichtstermin noch nicht durchgeführt oder ausgewertet

Bezeichnung des Versuches	Vorlagerungsklima [°C/% r.F.]	Zuschlagart Q=Quarzkies K=Kalkstein	Versuchsklima		Probekörperanzahl (Quarzkies-/Kalksteinzuschlag)				Nr. der Betonage		Versuchsdatum	
			Art [°C/%r.F.]	Dauer	β_c	β_{sz}	E	σ/ϵ	Q	K	Q	K
50/65	20/65	Q/K	50/65	120 d	9/9	9/9	6/6	6/6	4	9*	10-12/83	10-12/84
50/65 Zykl	20/65	Q/K	50/65 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	9/9	9/9	6/6	6/6	4	9*	10-12/83	10-12/84
70/65	20/65	Q/-	70/65	120 d	6/-	6/-	6/-	6/-	6	-	5- 7/84	--
70/65 Zykl	20/65	Q/-	70/65 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	6/-	6/-	6/-	6/-	6	-	5- 7/84	--
90/65	20/65	Q/K	90/65	120 d	12/12	12/12	12/12	12/12	1	7	3- 5/83	7- 9/84
90/65 Zykl	20/65	Q/K	90/65 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	12/12	12/12	12/12	12/12	1	7	3- 5/83	7- 9/84
50/95	20/95	Q/K	50/95	120 d	9/9	9/9	6/6	6/6	10*	9*	1- 3/85	10-12/84
50/95 Zykl	20/95	Q/K	50/95 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	9/9	9/9	6/6	6/6	10*	9*	1- 3/85	10-12/84
70/95	20/95	Q/-	70/95	120 d	6/-	6/-	6/-	6/-	6	-	5- 7/84	--
70/95 Zykl	20/95	Q/-	70/95 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	6/-	6/-	6/-	6/-	6	-	5- 7/84	--
90/95	20/95	Q/K	90/95	120 d	12/12	12/12	16/6	6/6	2	5	7- 9/83	1- 3/84
90/95 Zykl	20/95	Q/K	90/95 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	12/12	12/12	6/6	6/6	2	5	7- 9/83	1- 3/84
50/Wasser	20/Wasser	Q/-	50/Wasser	120 d	6/-	6/-	6/-	6/-	11*	-	3- 5/85	--
50/Wasser Zykl	20/Wasser	Q/-	50/Wasser u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	6/-	6/-	6/-	6/-	11*	-	3- 5/85	--
90/Wasser	20/Wasser	Q/K	90/Wasser	120 d	9/9	9/9	6/6	6/6	3	5	9-11/83	1- 3/84
90/Wasser Zykl	20/Wasser	Q/K	90/Wasser u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	9/9	9/9	6/6	6/6	3	5	9-11/83	1- 3/84
50/100	20/Wasser	Q/-	50/100	120 d	6/-	6/-	6/-	6/-	11*	-	3- 5/85	--
50/100 Zykl	20/Wasser	Q/-	50/100 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	6/-	6/-	6/-	6/-	11*	-	3- 5/85	--
90/100	20/Wasser	Q/K	90/100	120 d	9/9	9/9	6/6	6/6	8	7	9-11/84	7- 9/84
90/100 Zykl	20/Wasser	Q/K	90/100 u. 20/65	8 Zyk. je 14 d=112 d	9/9	9/9	6/6	6/6	8	7	9-11/84	7- 9/84

Tabelle 2.4.2: Vergleichsserien bei Normaltemperatur

Klima [°C/%r.F.]	Lagerung bis τ [d]	Probekörperanzahl (Quarzkies-/Kalksteinzuschlag)				Nr. der Betonage		für Versuch Nr.
		β_c	β_{sz}	E	σ/ϵ	Q	K	
20/65	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	4	9*	20/65 u. 20/65 Zykl
20/65	210 u. 270	6/-	6/-	4/-	4/-	6	-	70/65 u. 70/65 Zykl
20/65	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	1	7	90/65 u. 90/65 Zykl
20/95	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	10*	9*	50/95 u. 50/95 Zykl
20/95	210 u. 270	6/-	6/-	4/-	4/-	6	-	70/95 u. 70/95 Zykl
20/95	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	2	5	90/95 u. 90/95 Zykl
20/Wasser	210 u. 270	6/-	6/-	4/-	4/-	11*	-	50/W. u. 50/W. Zykl
20/Wasser	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	3	5	90/W. u. 90/W. Zykl
20/Wasser	210 u. 270	6/-	6/-	4/-	4/-	11*	-	50/100 u. 50/100 Zykl
20/Wasser	210 u. 270	6/6	6/6	4/4	4/4	8	7	90/100 u. 90/100 Zykl

Tabelle 3.1.1: Betonzusammensetzungen und Frischbetondaten

Nr. der Betonage	Datum der Betonage	Zuschlag - art	Betonzusammensetzung (Istwert)			Frischbetondaten			
			Z [kg/m ³]	W/Z	G [kg/m ³]	Ausbreitmaß a [cm]	Verdichtungs - maß v [-]	LP - Gehalt [Vol. - %]	FB - Rohdichte ρ_{FB} [kg/dm ³]
1	6.10.83	Quarzk.	353	0,50	1861	34	1,16	2,3	2,39
2	4. 1.83	Quarzk.	351	0,54	1840	35	1,15	2,3	2,38
3	12. 4.83	Quarzk.	354	0,52	1852	34,5	1,12	2,2	2,39
4	14. 6.83	Quarzk.	352	0,54	1838	33	1,15	2,5	2,38
5	1. 8.83	Kalkst.	350	0,57	1830	35	1,09	1,7	2,38
6	30.11.83	Quarzk.	352	0,53	1840	33	1,16	2,4	2,38
7	25. 1.84	Kalkst.	337	0,60	1851	34	1,08	1,7	2,39
8	14. 3.84	Quarzk.	350	0,50	1826	34	1,13	2,3	2,36
9	24. 5.84	Kalkst.	350	0,58	1815	33	1,16	1,7	2,37
10	25. 7.84	Quarzk.	354	0,54	1815	34,5	1,12	1,6	2,36
11	24. 9.84	Quarzk.	355	0,58	1820	34	1,13	1,3	2,38
12	19.11.84	Quarzk. + FA/Z=0,3	Z+FA 392	W/Z+FA 0,45	1822	34,5	1,10	1,6	2,39

Tabelle 3.2.1: Würfeldruckfestigkeiten (Kantenlänge 15cm)

Nr. der Betonage	mittlere Würfeldruckfestigkeit β_{wm} [N/mm ²]				
	Alter: 28 d	Alter: 150 d		Alter: 210 d	
	7d feucht + 21d 20°C/65 r.F.	7d feucht + 145d 20°C/65 r.F.	150 d versiegelt	7d feucht + 203d 20°C/65 r.F.	210 d versiegelt
1	51,9	57,1	52,8	57,0	51,3
2	51,5	58,9	58,9	--	56,9
3	47,5	50,0	42,7	47,7	43,6
4	51,7	58,0	50,6	54,0	49,5
5	50,9	53,0	50,5	54,2	50,6
6	54,9	58,3	54,4	54,9	53,0
7	49,1	52,2	49,7	52,0	49,6
8	50,9	57,0	--	--	--
9	49,8	54,8	49,5	--	--
10	48,1	51,5	47,7		
11	46,9				
12	53,5				

Tabelle 4.1.1: Betonfeuchten u_m nach der Konditionierungslagerung

Lagerung [°C/%r.F.]	Zuschlagart Q=Quarzkies K=Kalkstein	Betonwerte				G_{tr} [kg/m³]	\bar{u}_{gem} [%]	$W(t)$ [kg/m³]	W_{∞} [kg/m³]	u_m
		Betonage Nr.	G_G [kg/m³]	Z [kg/m³]	$\frac{W_o}{Z}$					
20/65	Q	1	1861	353	0,50	2290	3,80	163,3	117,7	0,78
	K	5	1830	350	0,57	2256	3,65	157,9	118,2	0,70
20/95	Q	2	1840	351	0,54	2267	4,70	182,4	165,8	0,70
	K	5	1830	350	0,57	2256	4,90	186,1	169,7	0,55

Tabelle 4.1.2: Betonfeuchten u_m nach 60-tägiger Lagerung bei erhöhter Temperatur

Lagerung [°C/%r.F.]	Zuschlagart Q=Quarzkies K=Kalkstein	Betonwerte				G_{tr} [kg/m³]	\bar{U}_{gem} [%]	$W(t)$ [kg/m³]	W_{∞} [kg/m³]	u_m
		Betonage Nr.	G_G [kg/m³]	Z [kg/m³]	$\frac{w_o}{Z}$					
50/65	Q	4	1838	352	0,54	2266	1,80	116,8	116,0	0,00
	K	7	1851	337	0,60	2261	1,80	113,5	111,1	0,03
70/65	Q	6	1840	352	0,53	2268	1,50	110,05	106,8	0,04
90/65	Q	1	1861	353	0,50	2290	0,90	96,9	84,6	0,13
	K	-	--	-	--	--	--	--	--	--
50/95	Q	4	1838	352	0,54	2266	3,75	161,0	153,7	0,20
	K	7	1851	337	0,60	2261	3,85	159,8	154,9	0,10
70/95	Q	6	1840	352	0,53	2268	3,20	148,6	136,9	0,24
90/95	Q	2	1840	351	0,54	2267	2,30	128,0	116,2	0,16
	K	-	--	-	--	--	--	--	--	--

Abbildungen

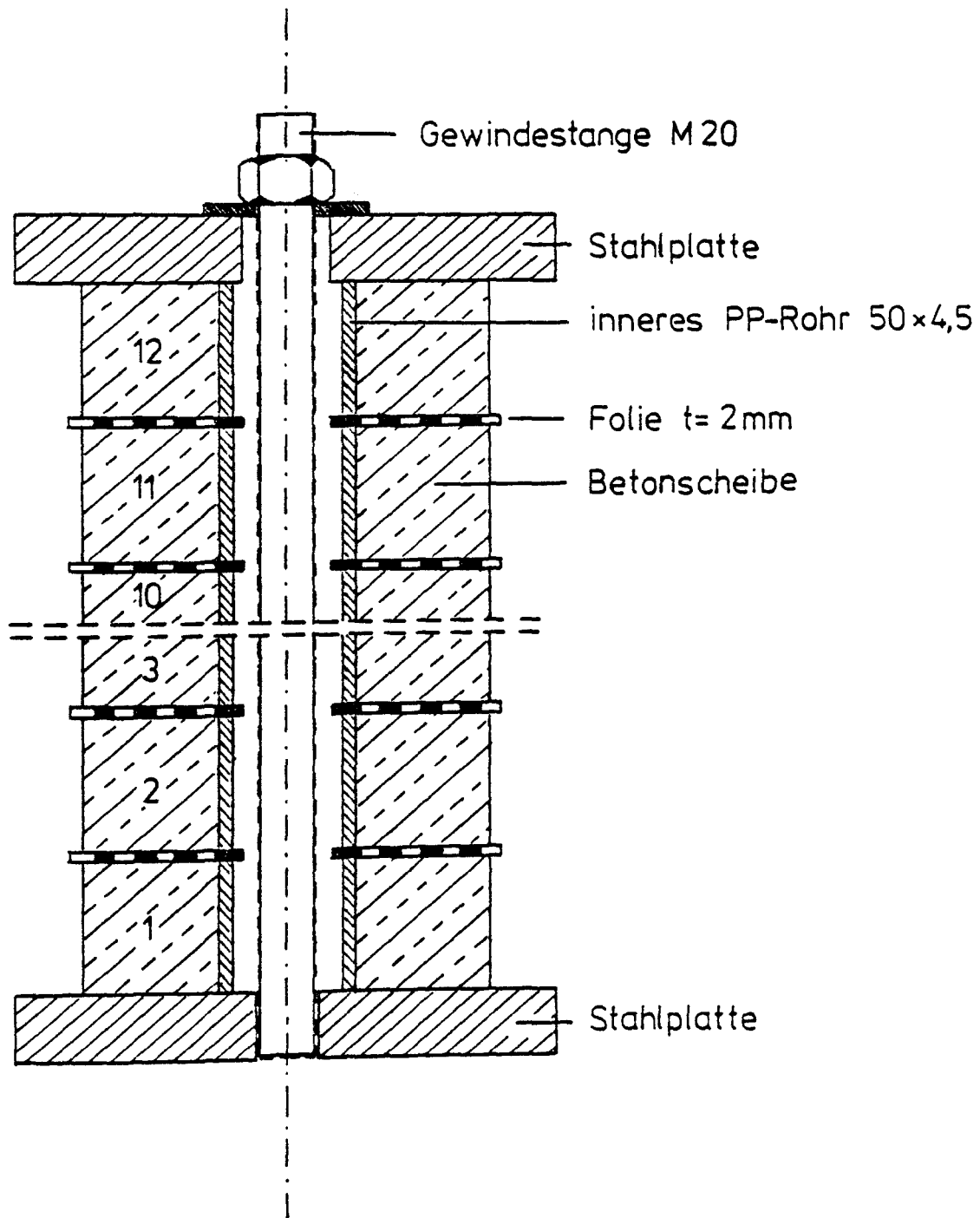


Abb. 2.1.1: Vertikalschnitt durch ein Scheibenpaket zur Ermittlung der Betonfeuchte

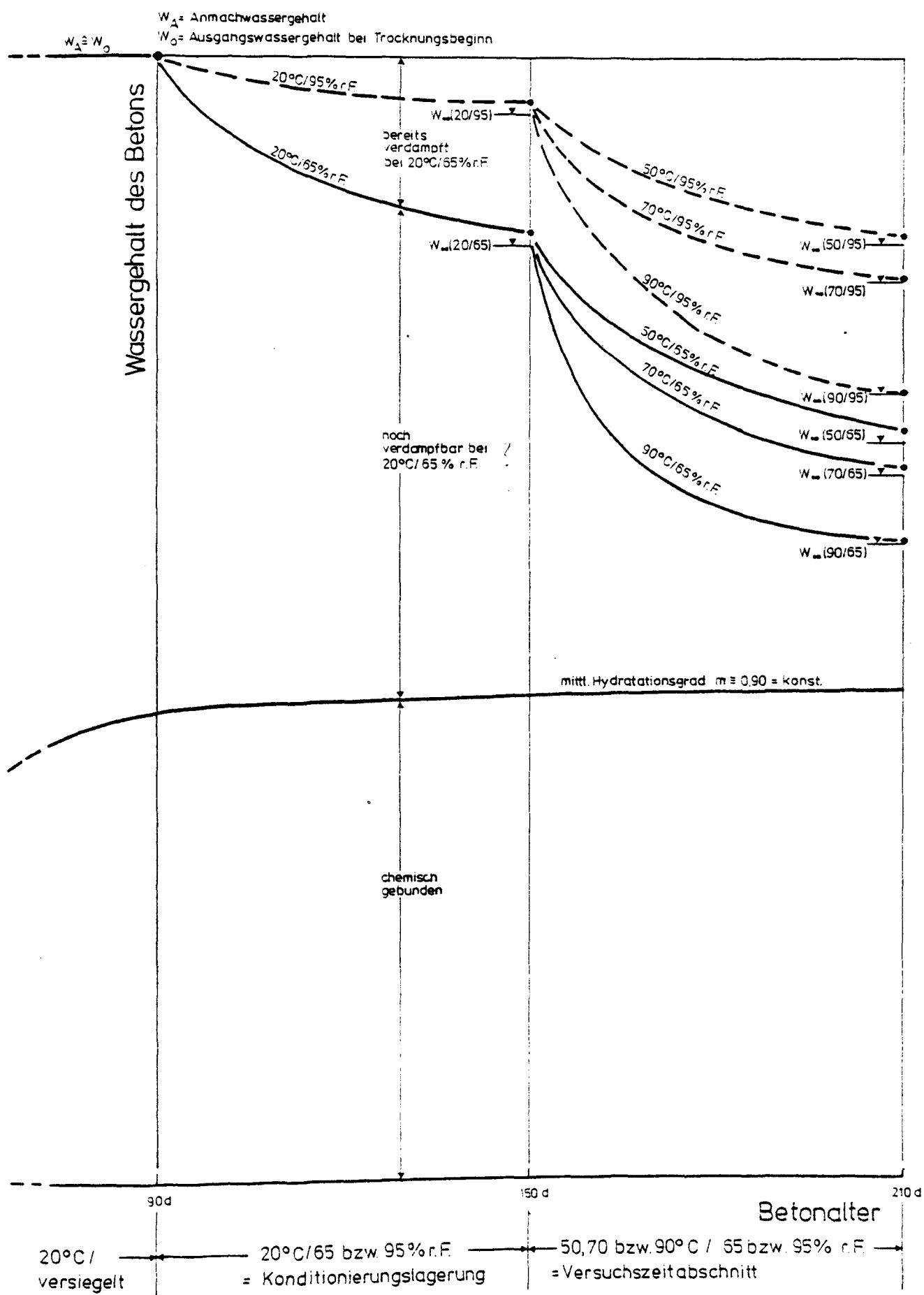


Abb. 2.1.2: Schematischer Verlauf des Wassergehalts der Hohlzylinder

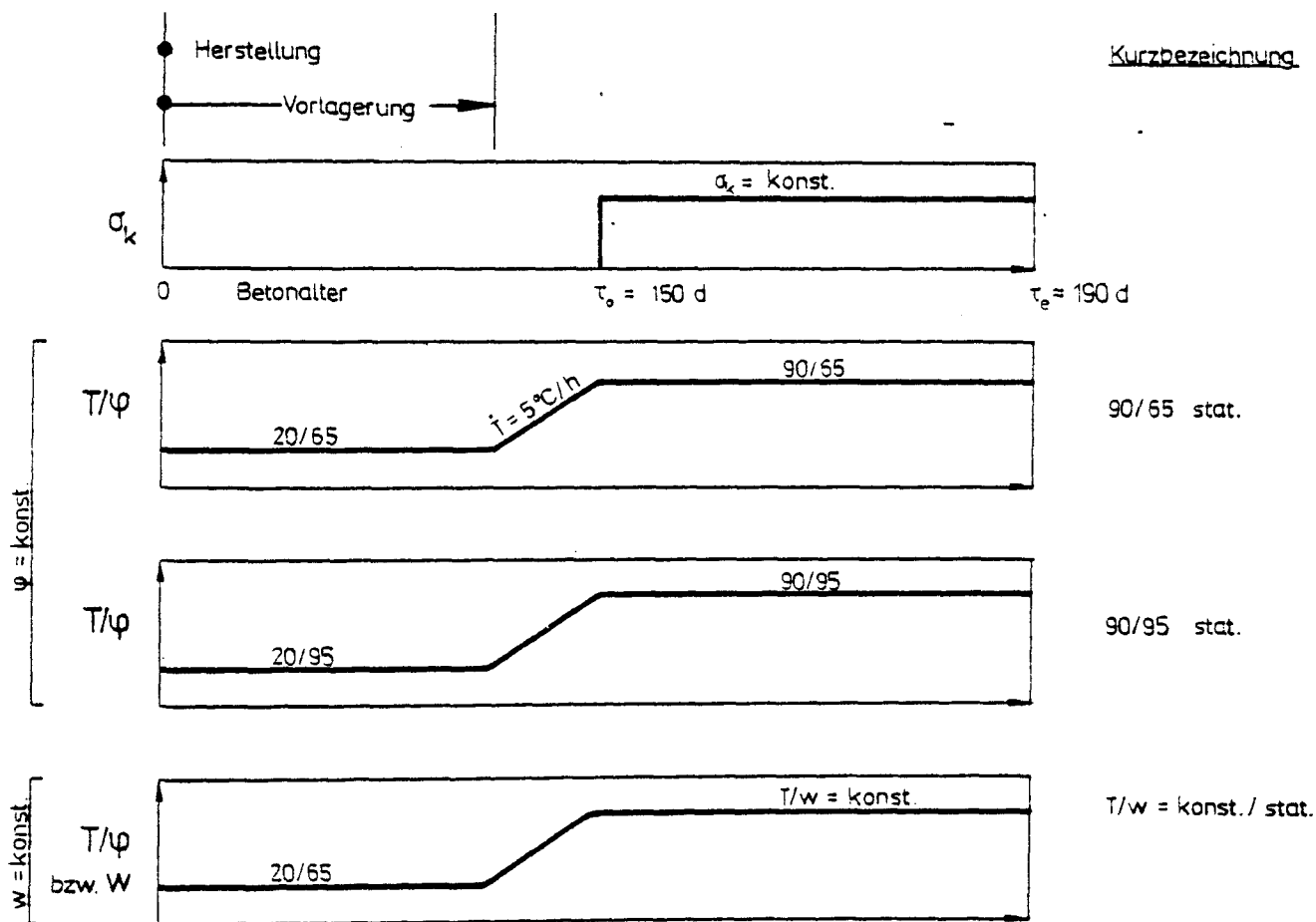


Abb. 2.2.1: Klima- und Lastgeschichten der Kriechversuche bei stationärer Temperatur $T=90^{\circ}\text{C}$

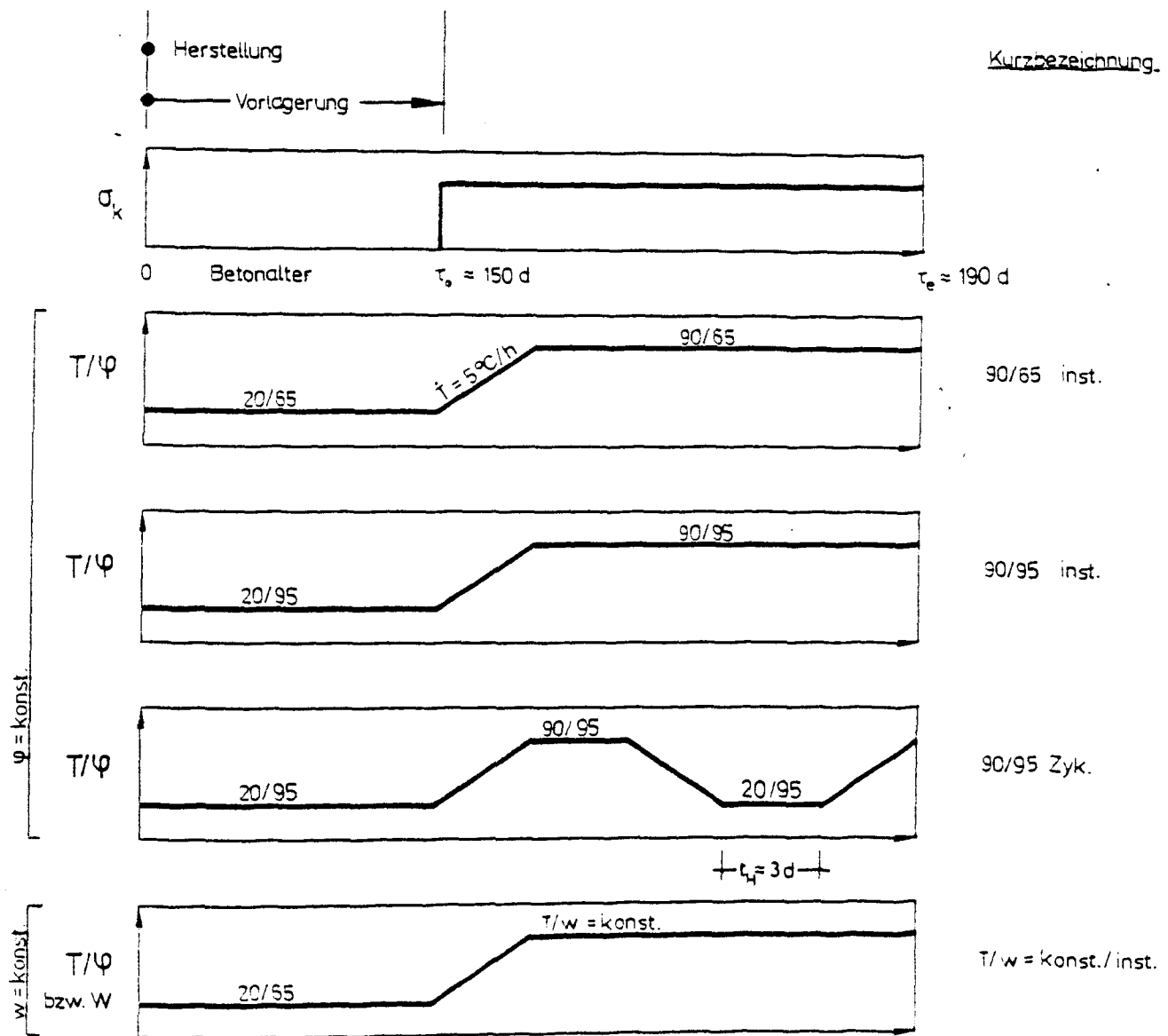


Abb. 2.2.2: Klima- und Lastgeschichten der Kriechversuche bei instationärer Temperatur $T=90^\circ\text{C}$

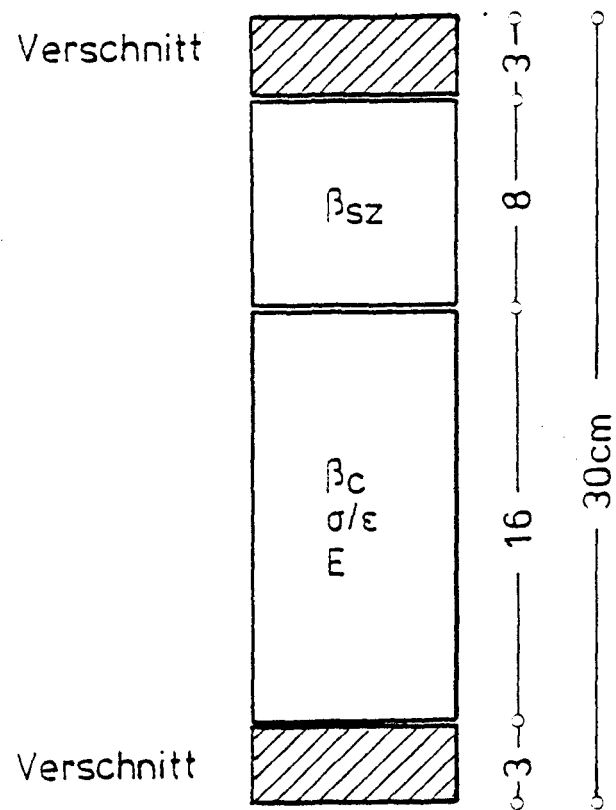
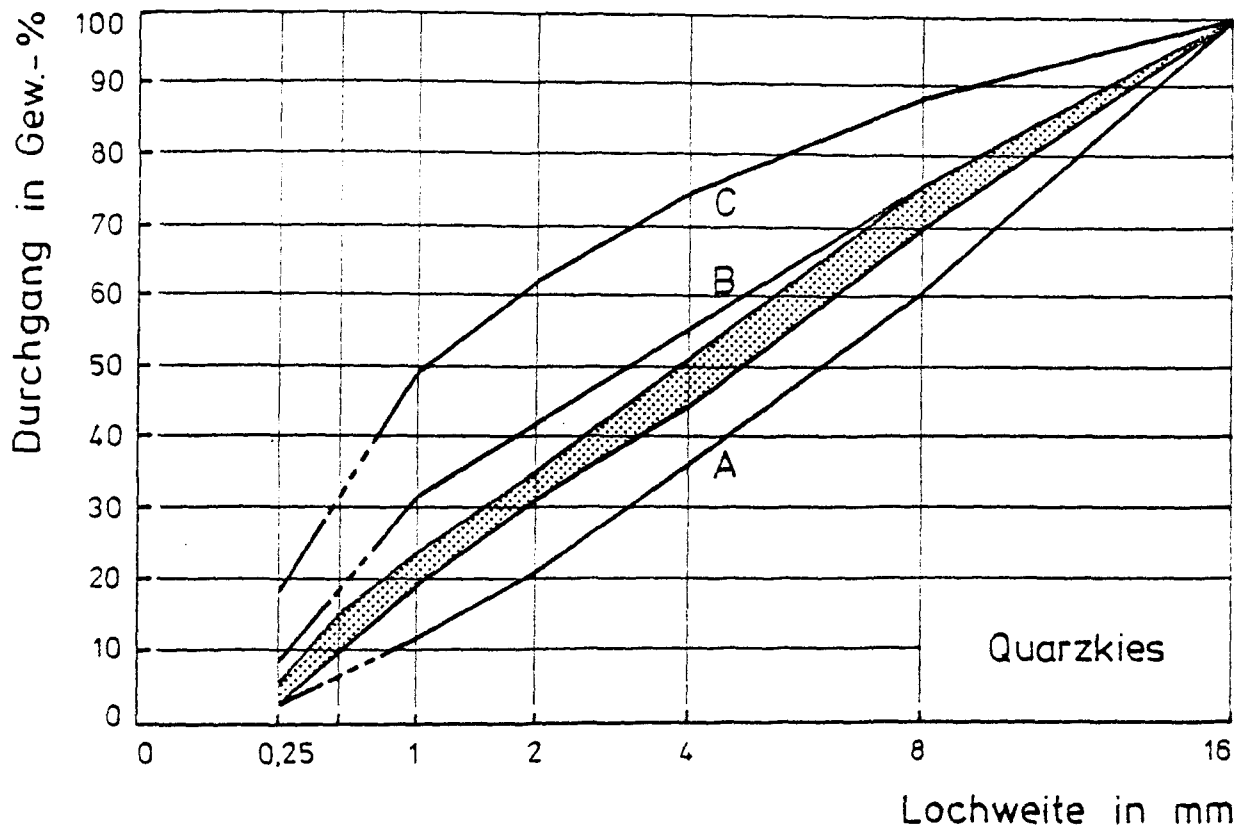


Abb. 2.4.1: Zerteilung der Zylinder 8cm/30cm

0/16



0/16

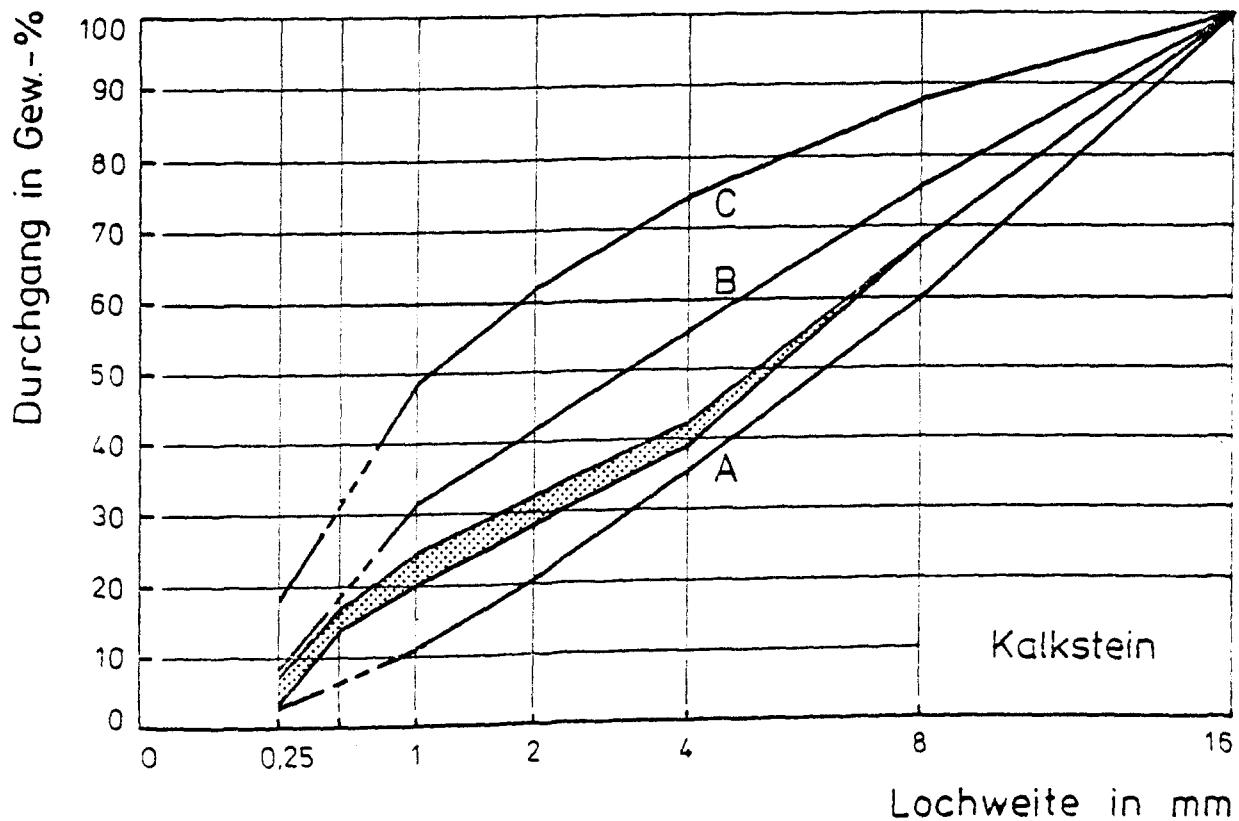


Abb. 3.1.1: Sieblinienbereiche der verwendeten Betone

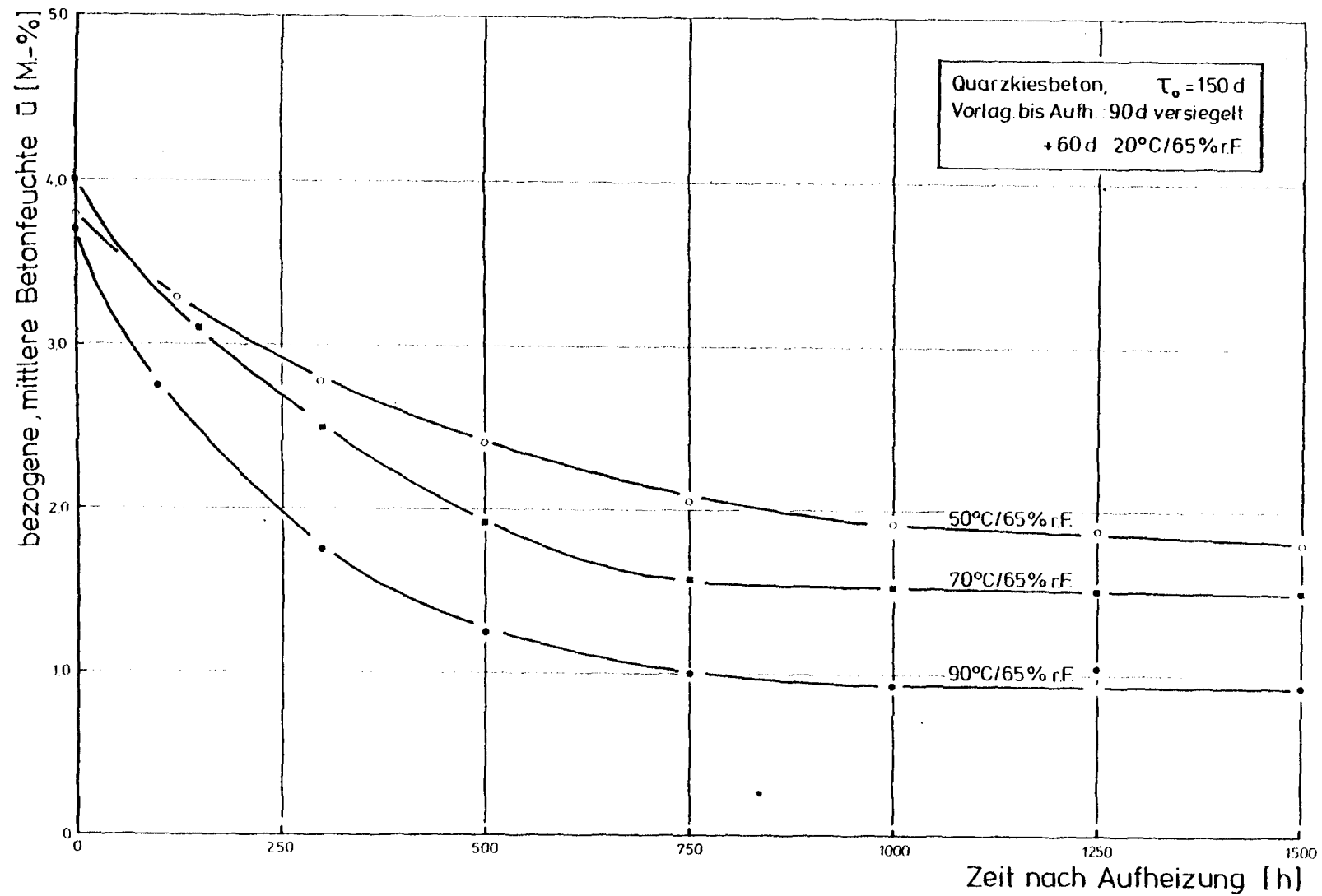


Abb. 4.1.1: Betonfeuchte in Abhängigkeit von der Trocknungszeit bei erhöhter Temperatur (Quarzkiesbeton, $\phi=65\%$ r.F.)

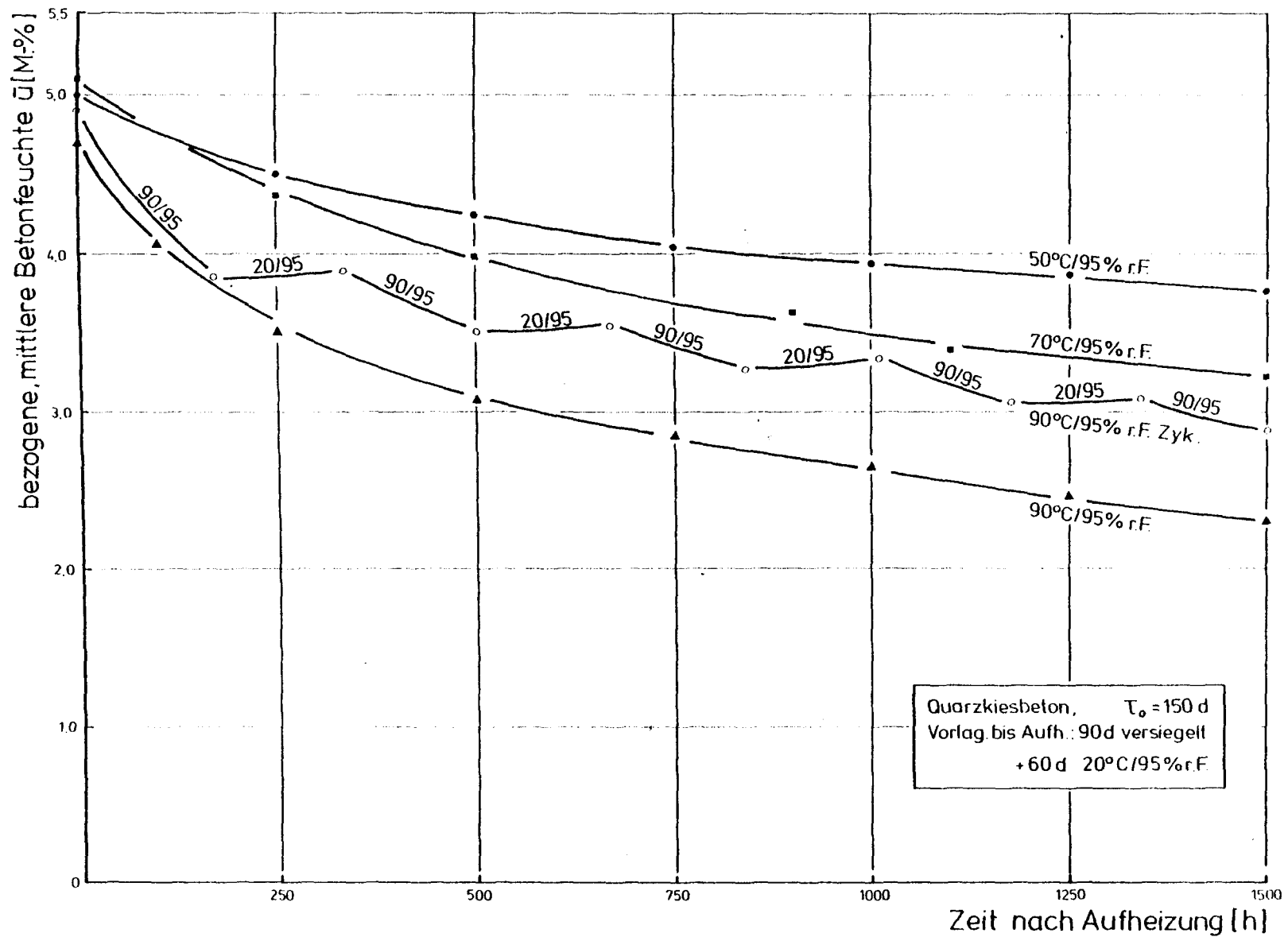


Abb. 4.1.2: Betonfeuchte in Abhängigkeit von der Trocknungszeit bei erhöhter Temperatur (Quarzkiesbeton, $\varphi=95\%$ r.F.)

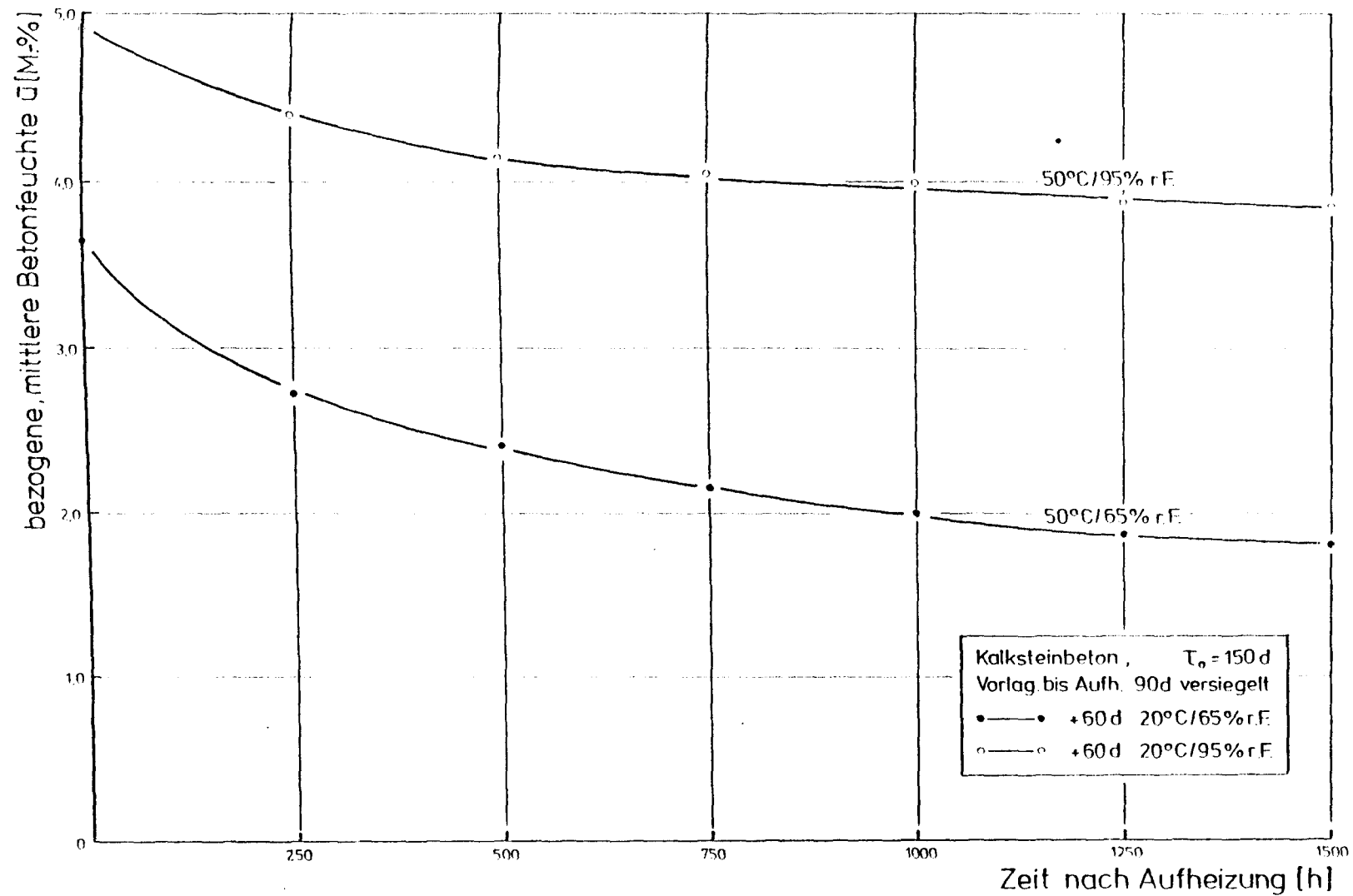


Abb. 4.1.3: Betonfeuchte in Abhängigkeit von der Trocknungszeit bei erhöhter Temperatur (Kalksteinbeton, $\varphi=65\%$ r.F.)

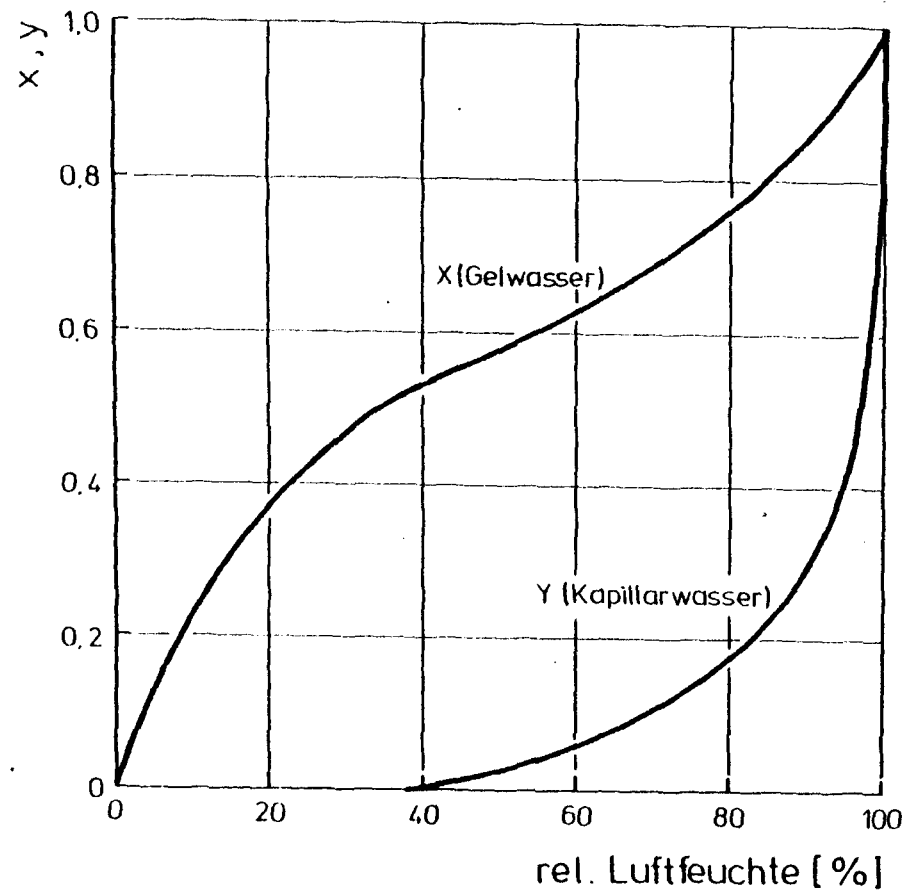


Abb. 4.1.4: Gel- und Kapillarwassergehalt von Zementstein in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte ; nach [4]

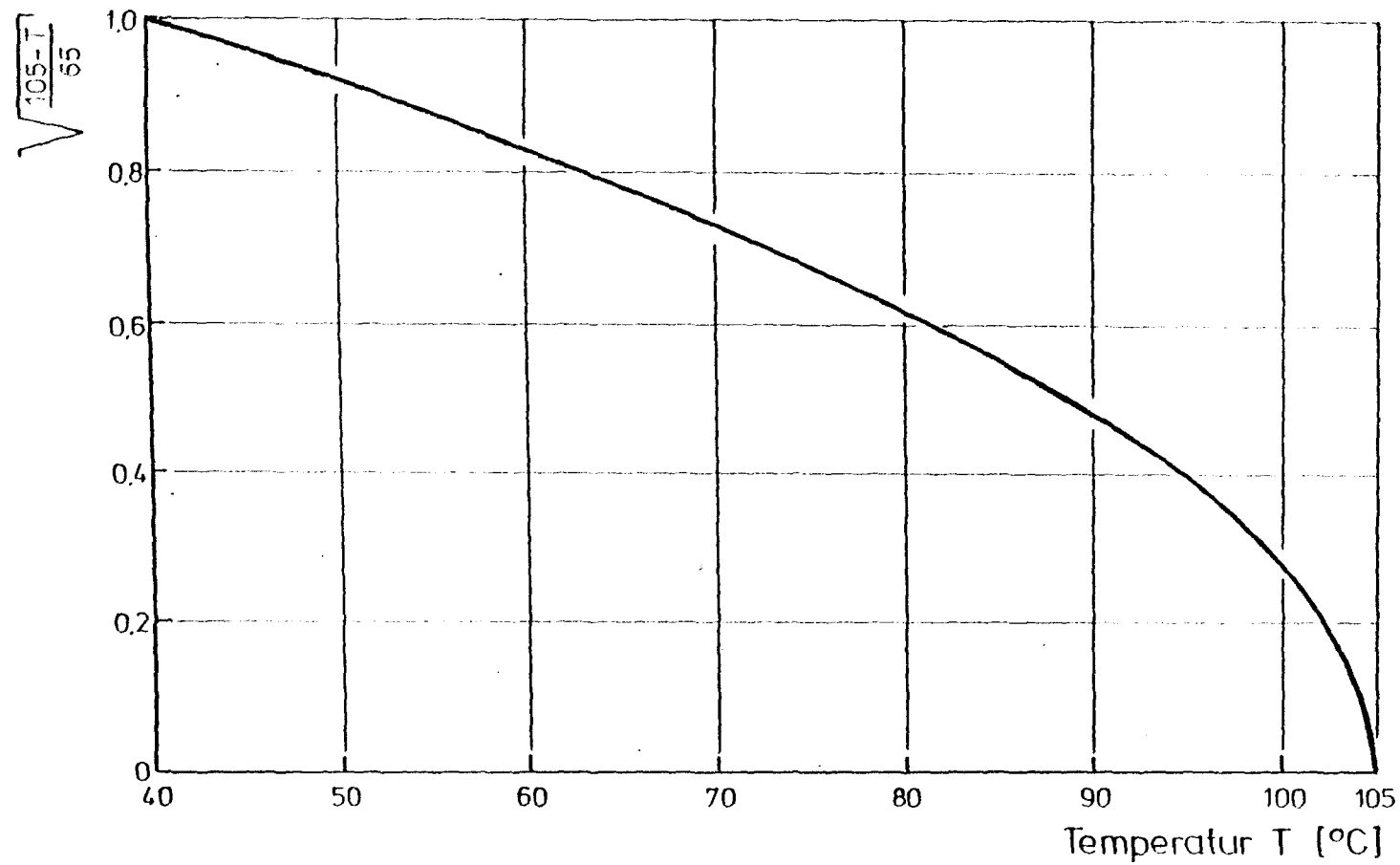


Abb. 4.1.5: Temperaturabhängigkeit des verdampfbaren Wassers in Zementstein ; nach [5]

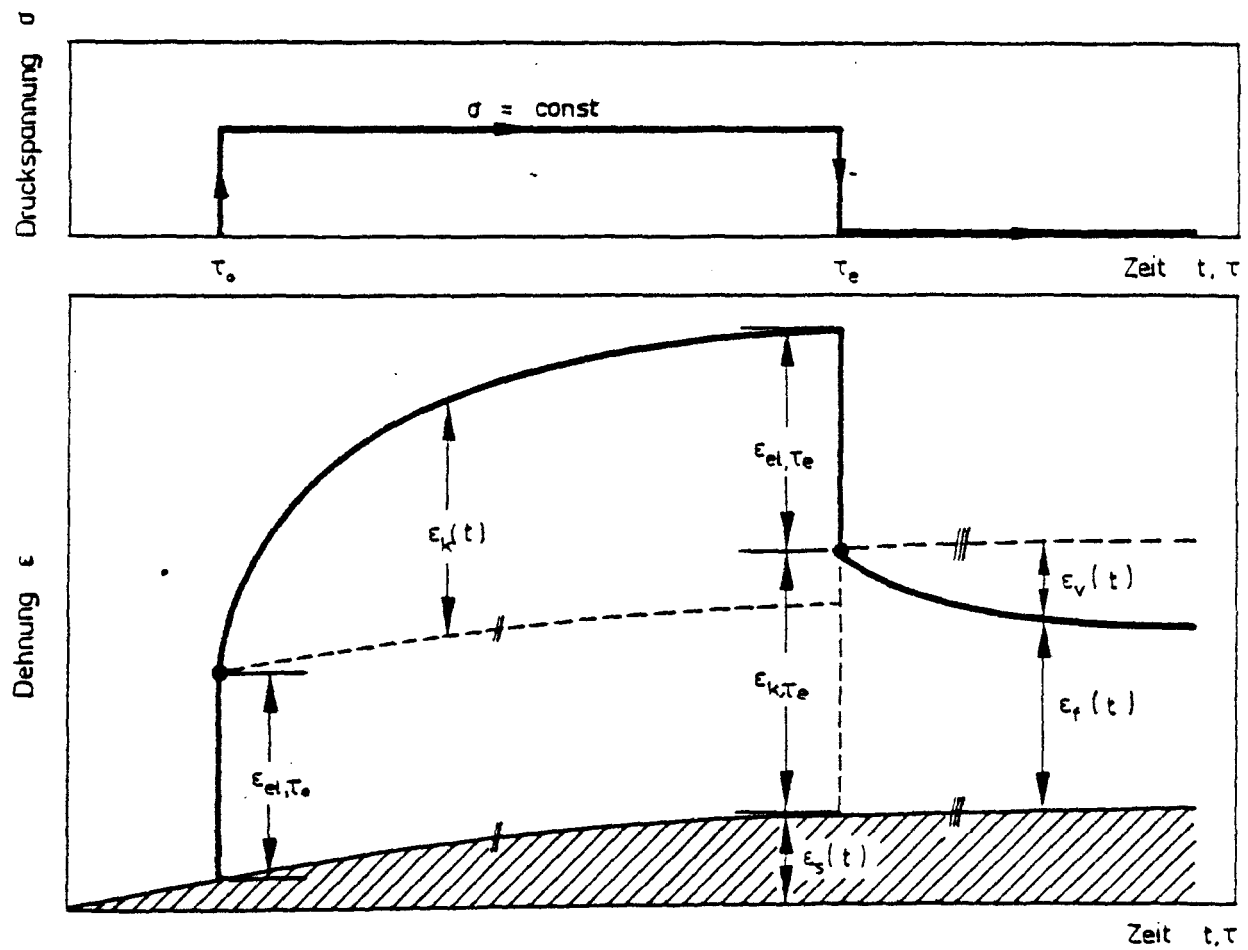


Abb. 4.2.1: Ablauf des Kriechens bei Normaltemperatur

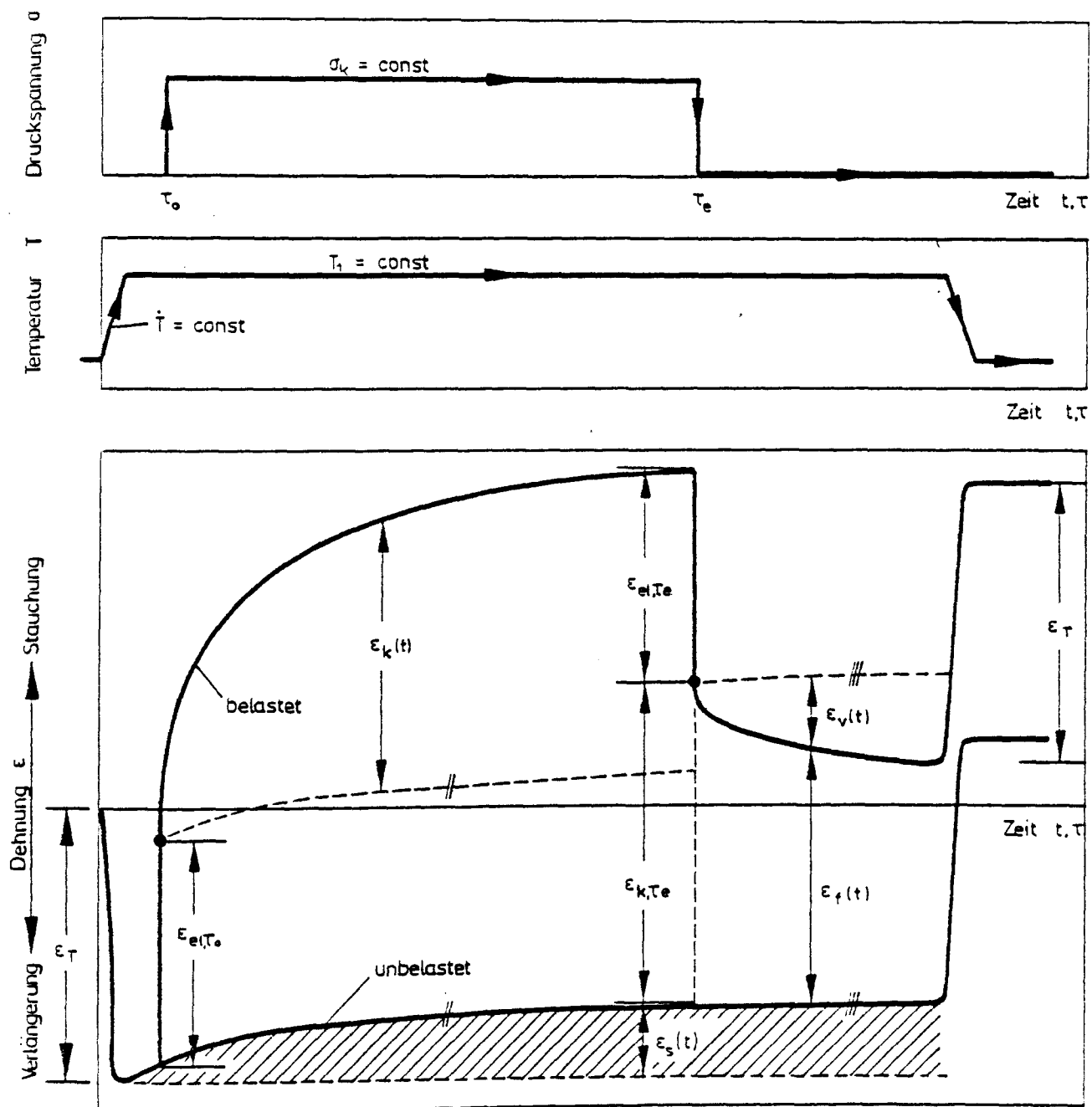


Abb. 4.2.2: Ablauf des Kriechens bei erhöhter, stationärer Temperatur

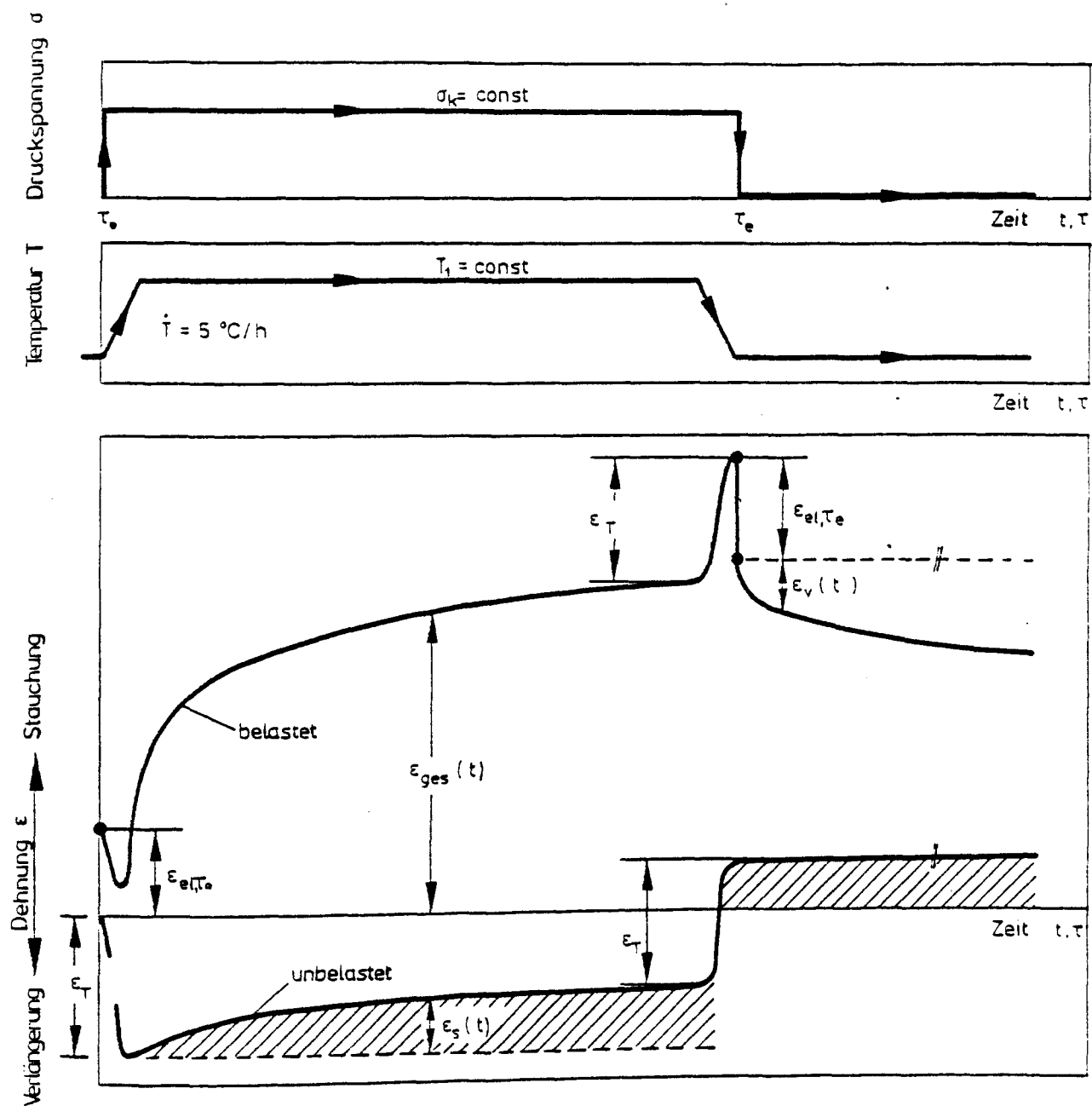


Abb. 4.2.3: Ablauf des Kriechens bei erhöhter, instationärer Temperatur

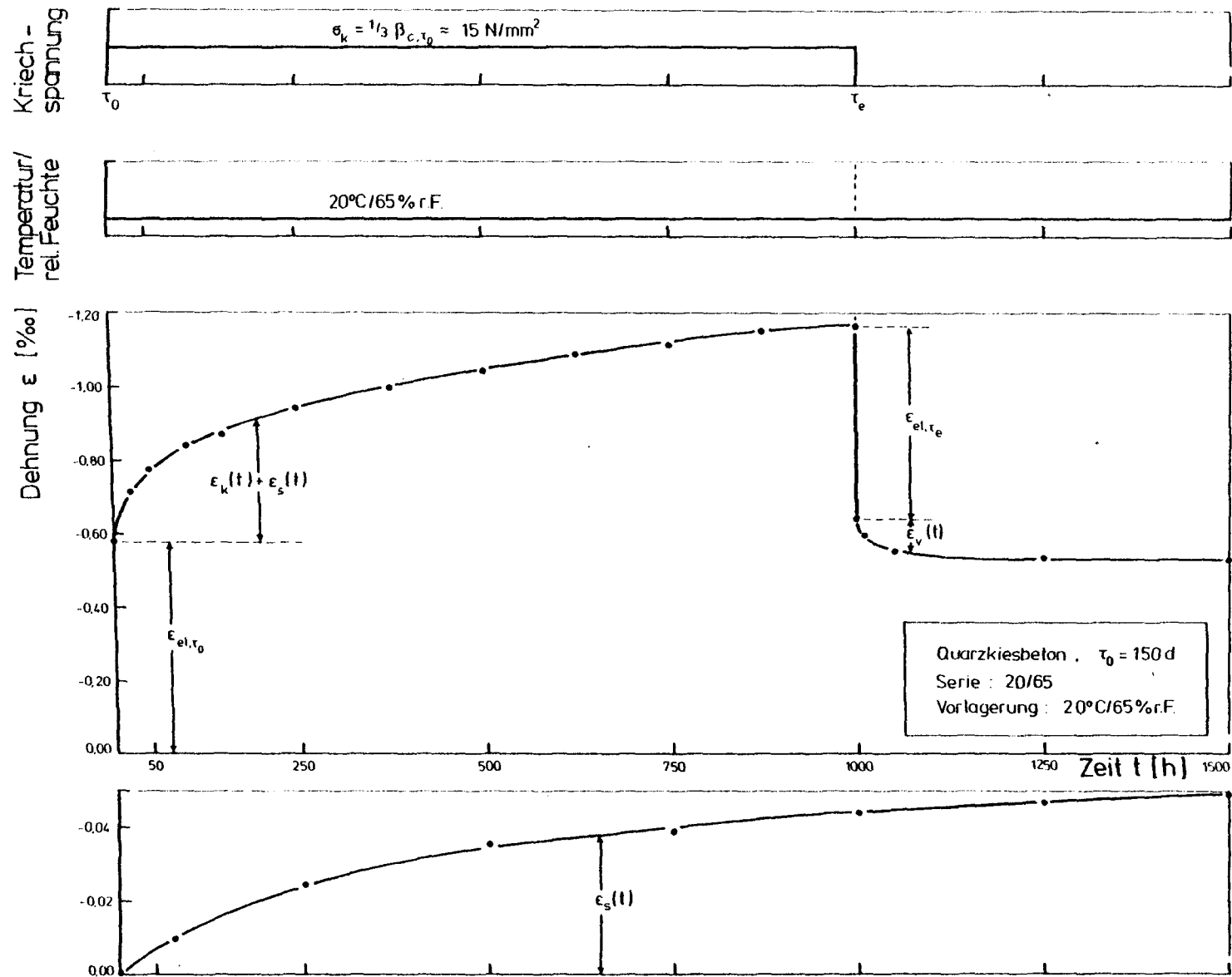


Abb. 4.2.4: Gesamtverformungen von Quarkiesbeton bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$

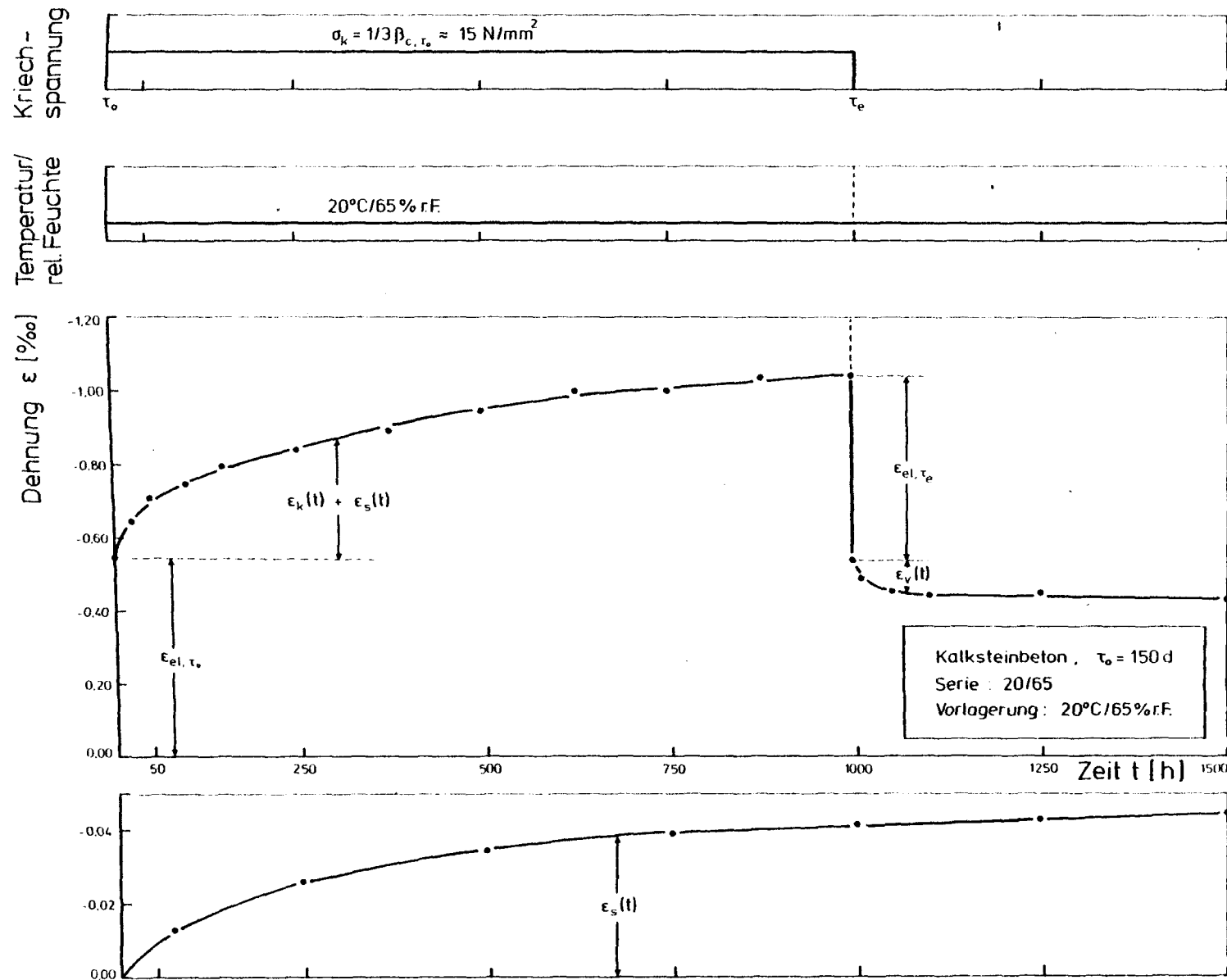


Abb. 4.2.5: Gesamtverformungen von Kalksteinbeton bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$

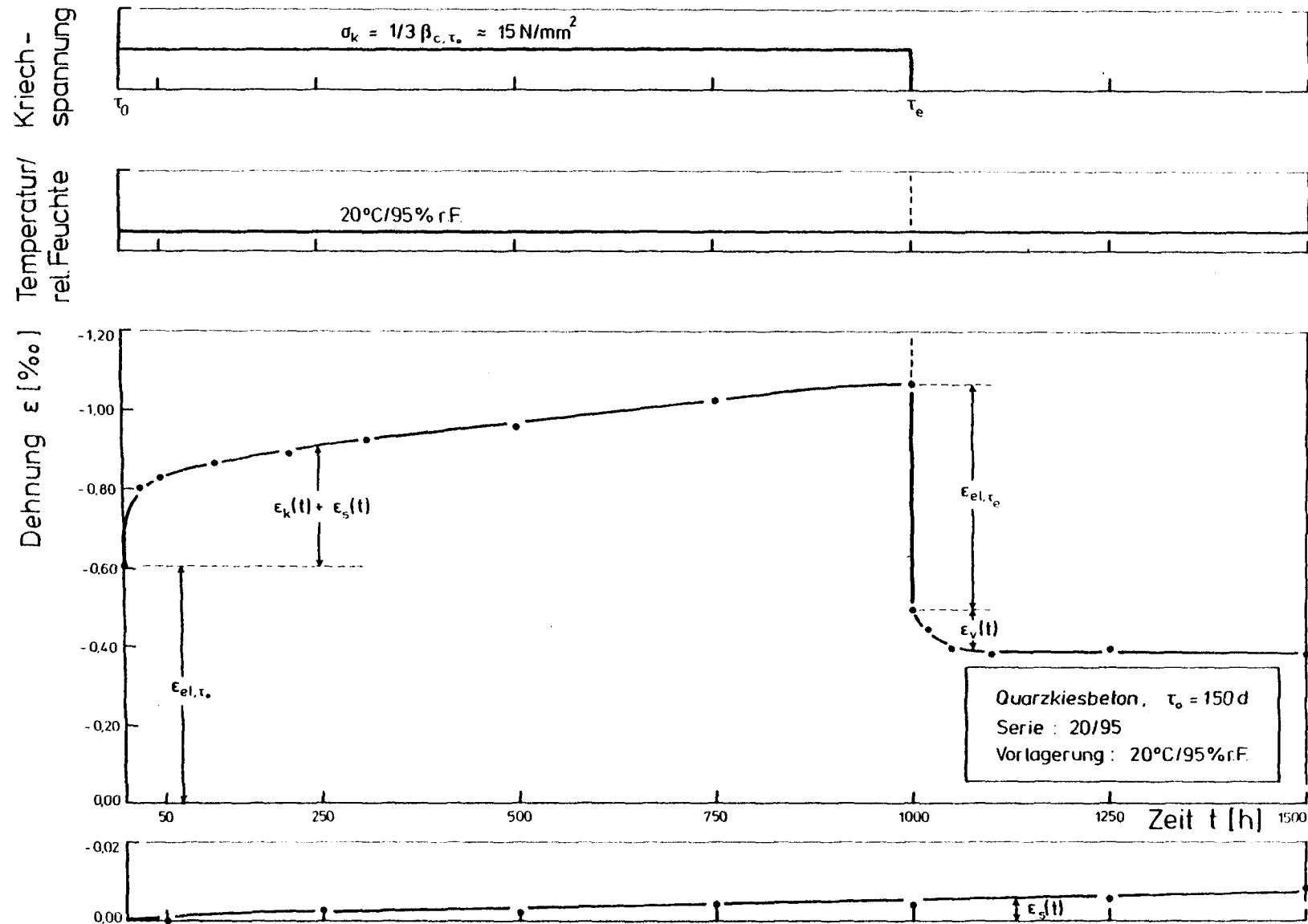
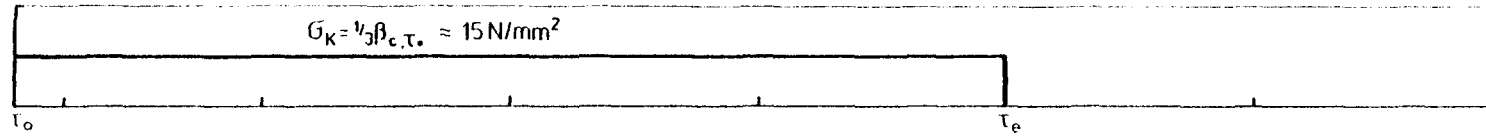


Abb. 4.2.6: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $20^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$

Kriech-
spannung



Temperatur/
rel. Feuchte



Dehnung ϵ [‰]

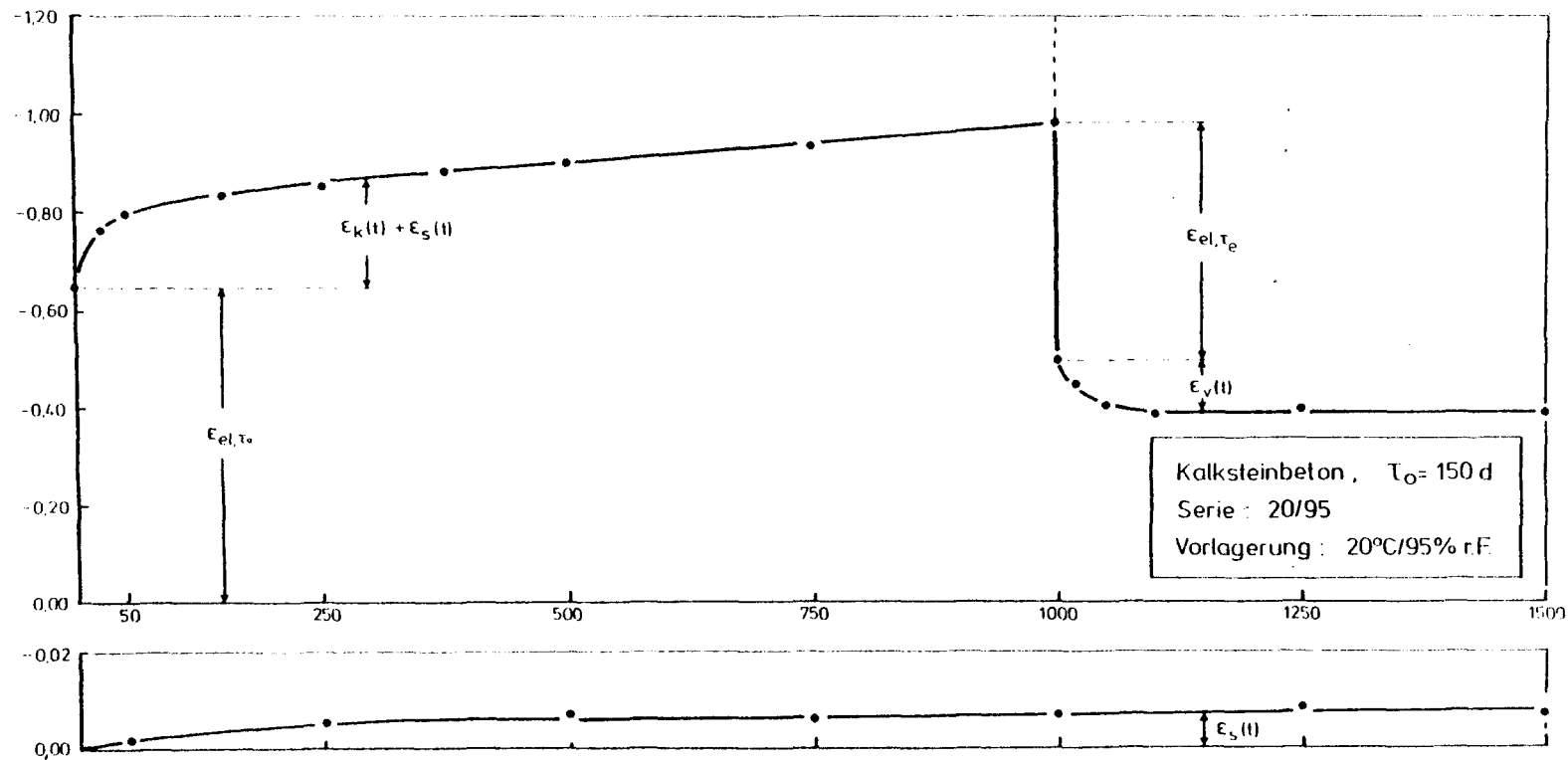


Abb. 4.2.7: Gesamtverformungen von Kalksteinbeton bei 20°C/95%r.F.

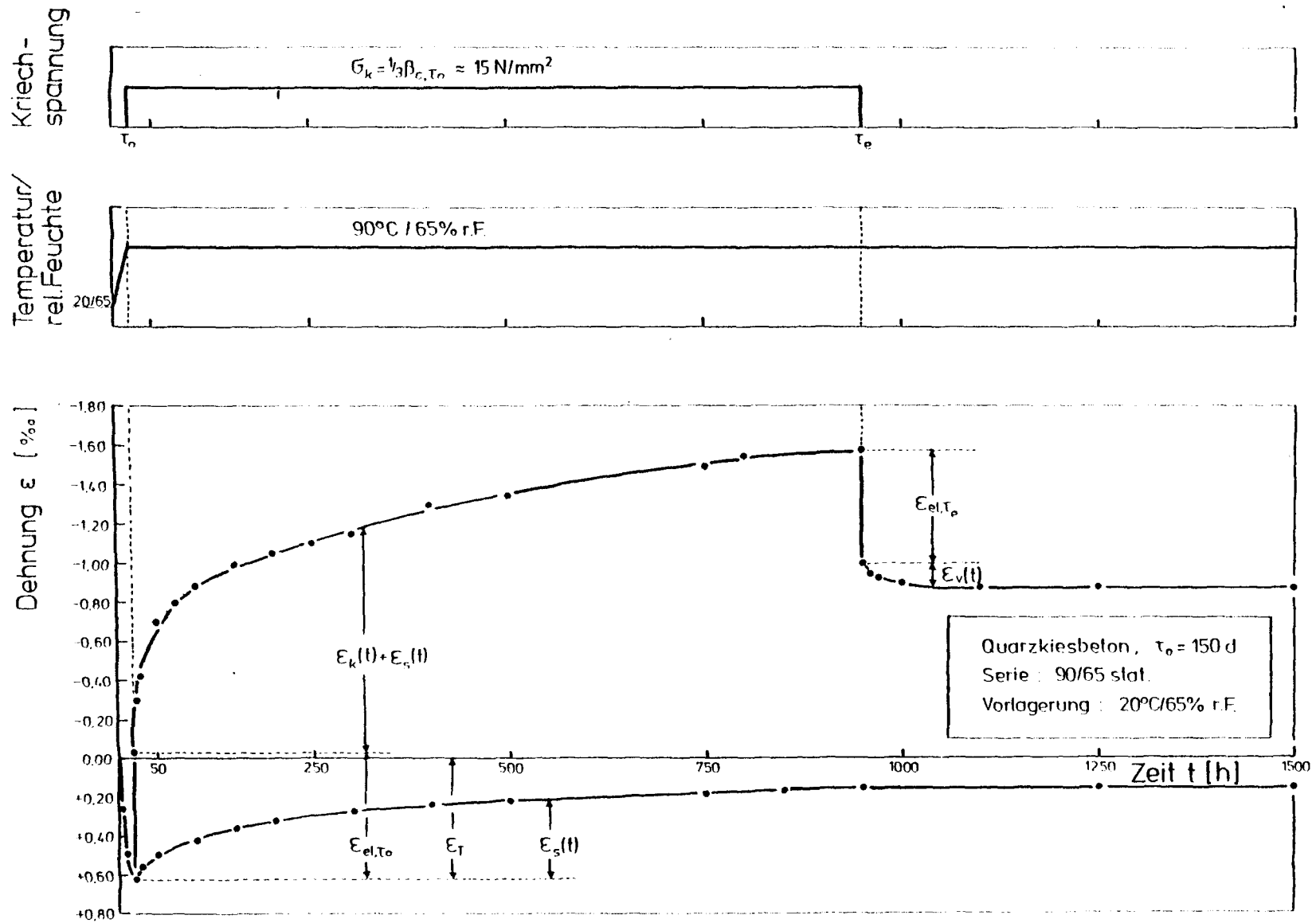


Abb. 4.2.8: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $90^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ stationär

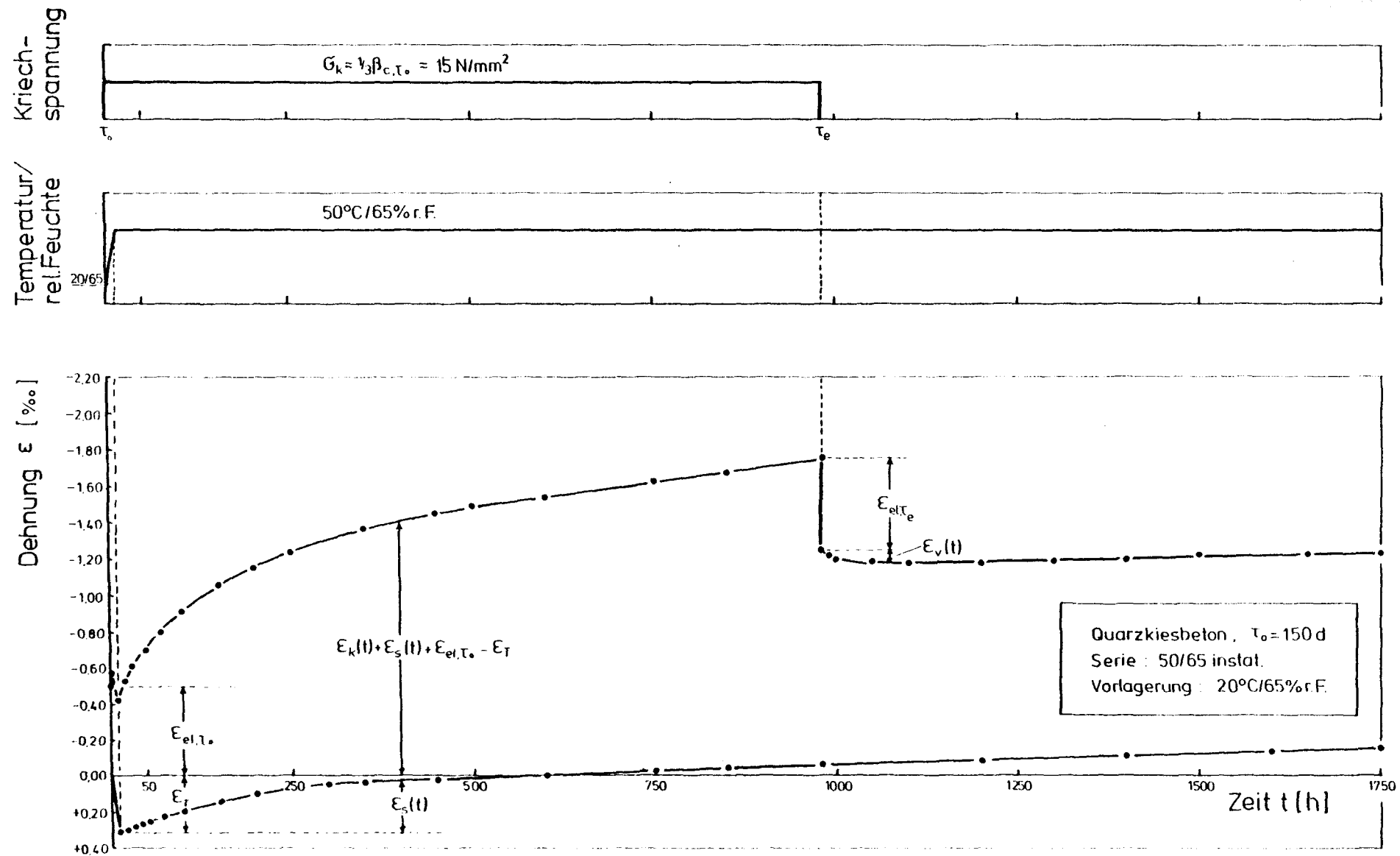


Abb. 4.2.10: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $50^\circ\text{C}/65\% \text{ r. F.}$ instationär

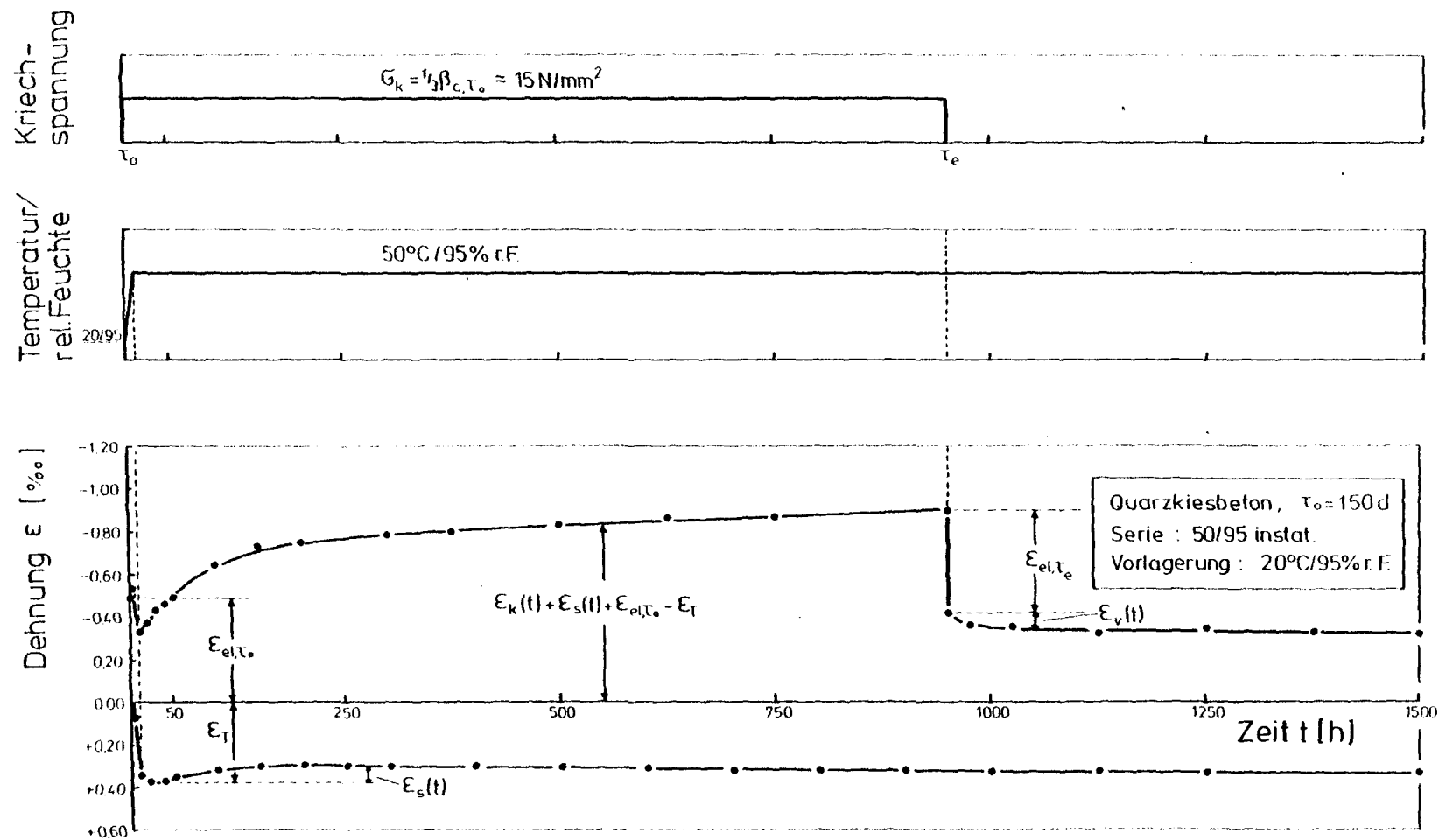


Abb. 4.2.11: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $50^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$ instationär

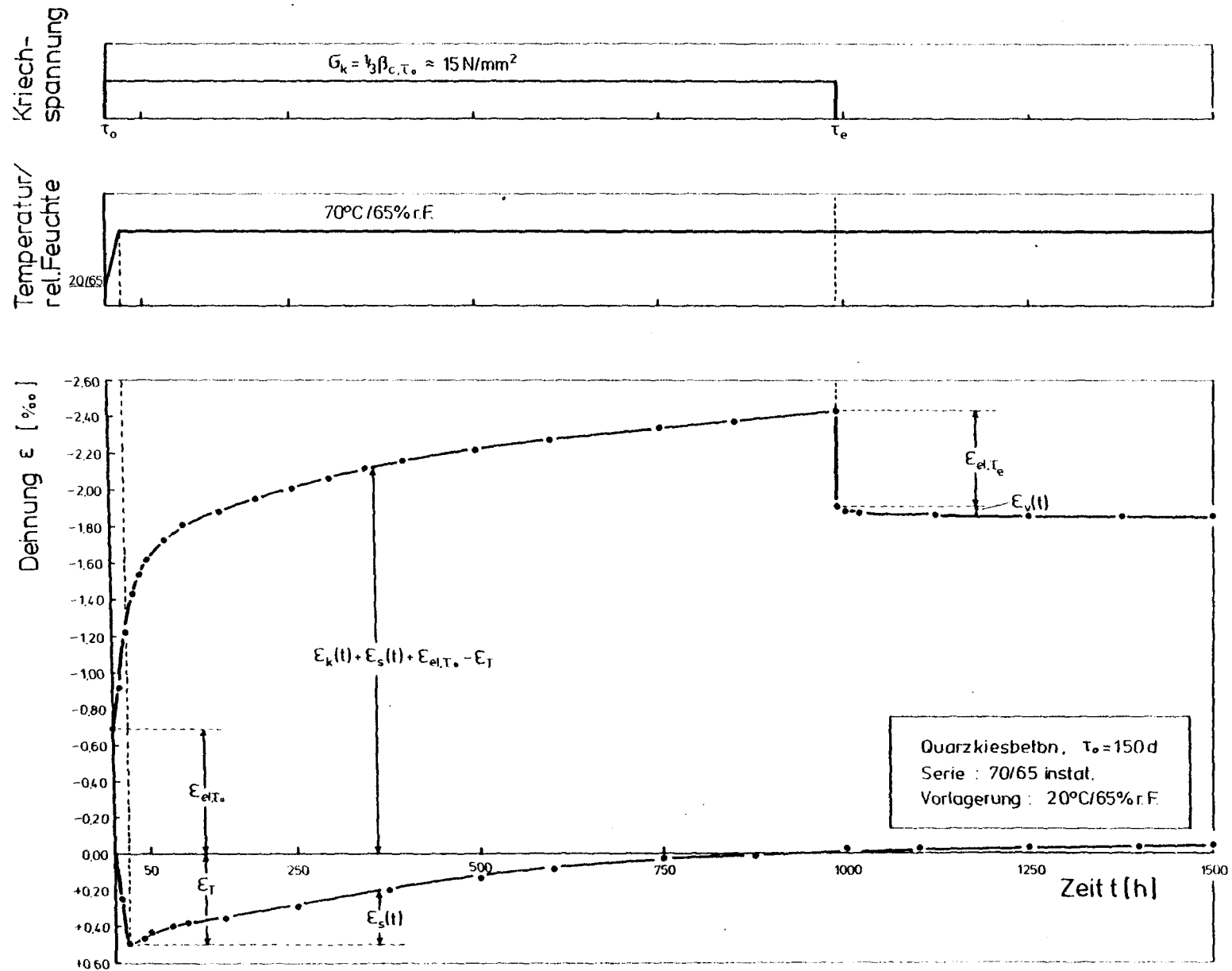


Abb. 4.2.12: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei 70°C/65%r.F. instationär

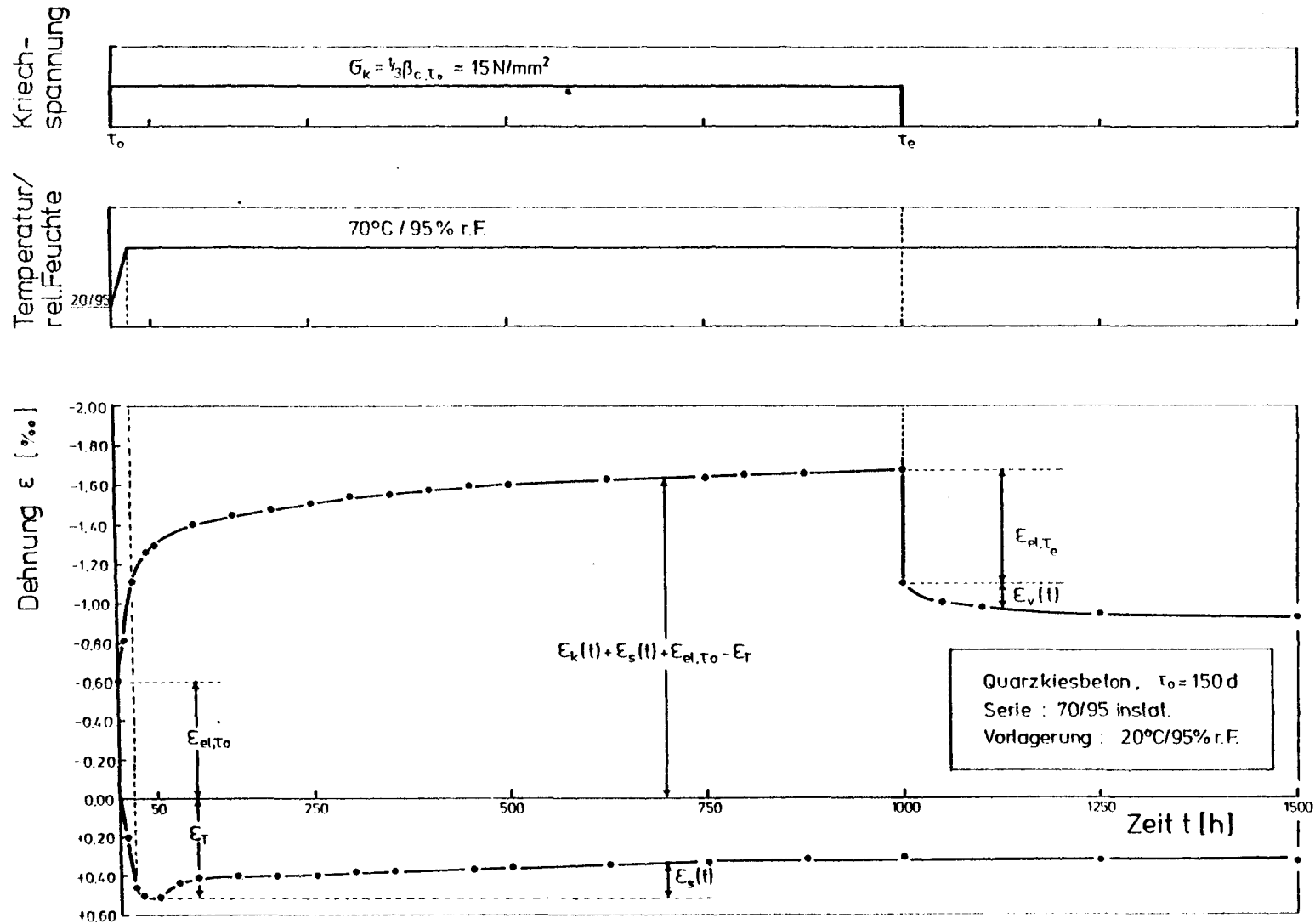


Abb. 4.2.13: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $70^\circ\text{C} / 95\% \text{ r.F.}$ instationär

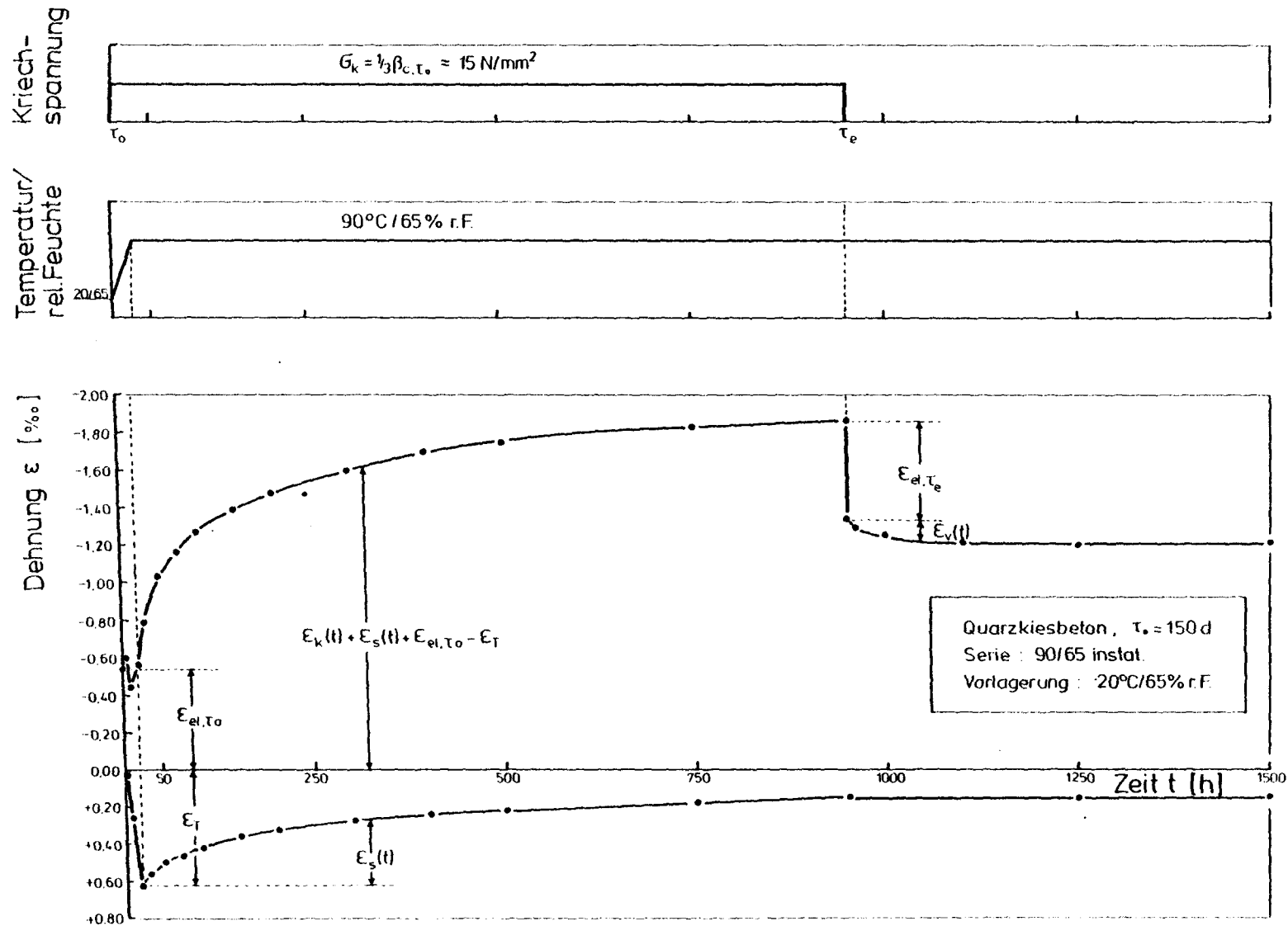


Abb. 4.2.14: Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei $90^\circ\text{C} / 65\% \text{ r.F.}$ instationär

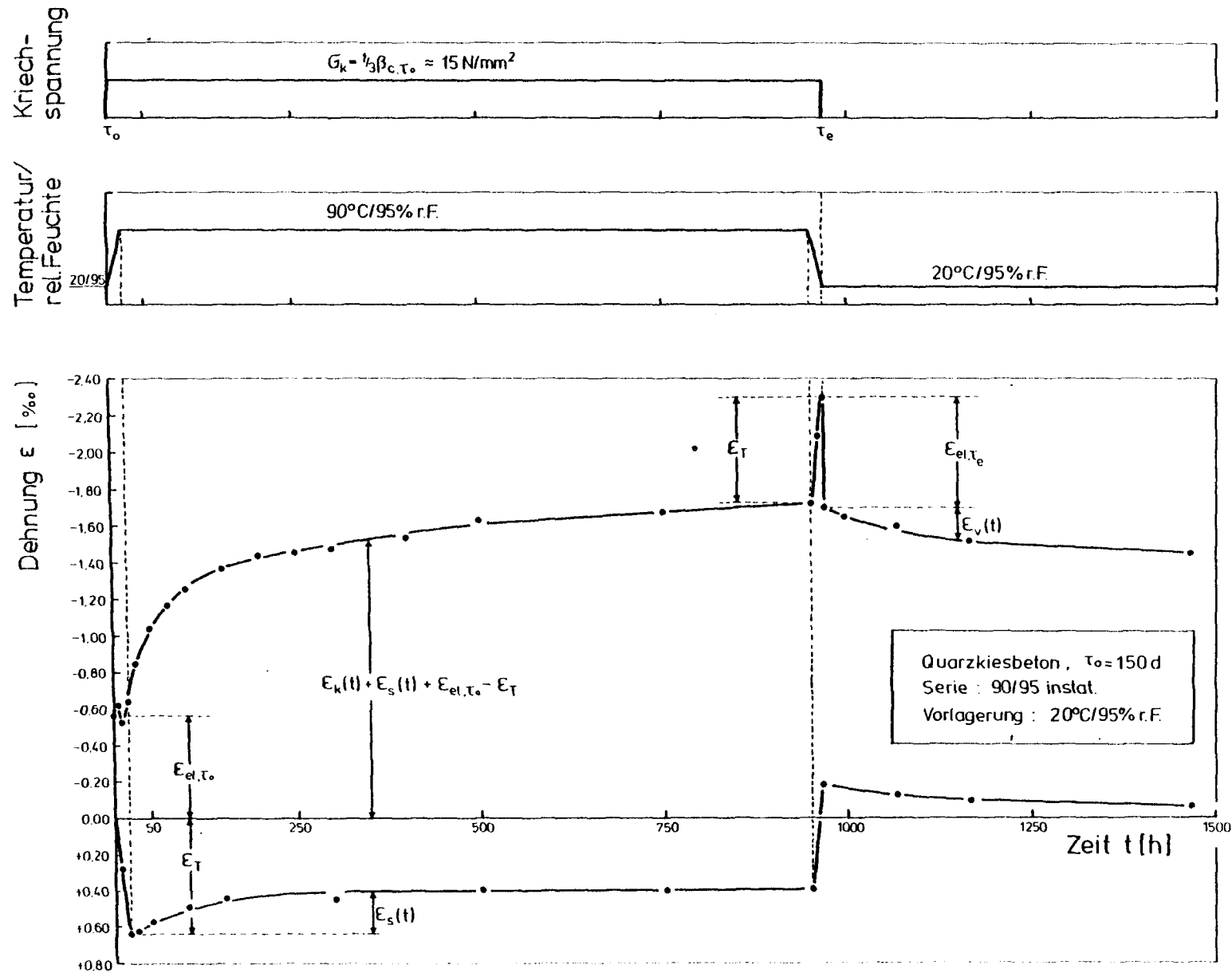


Abb. 4.2.15: Gesamtverformungen von Quarkiesbeton bei $90^\circ\text{C}/95\% \text{ r.F.}$ instationär

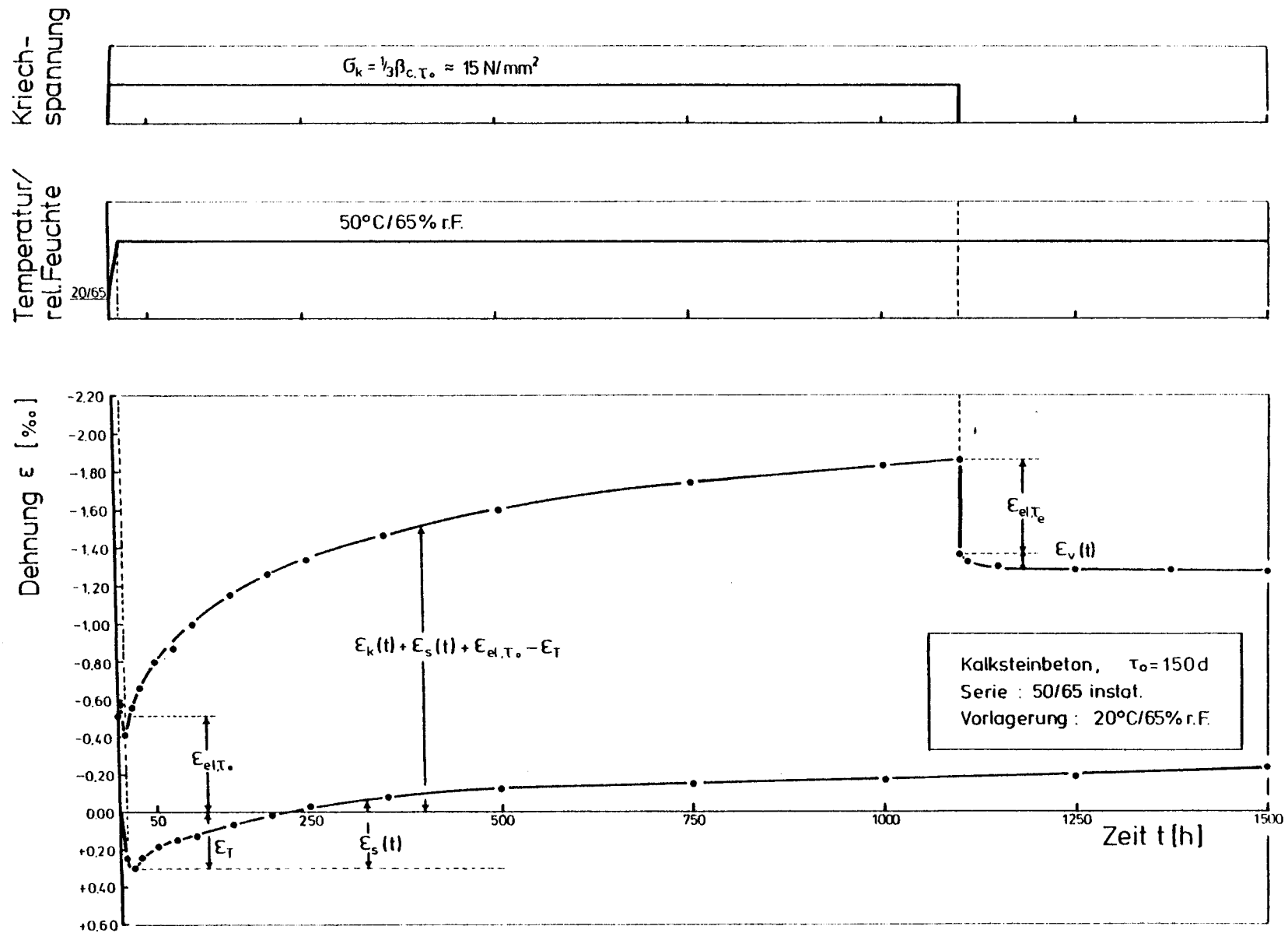


Abb. 4.2.16: Gesamtverformungen von Kalksteinbeton bei 50°C/65%r.F. instationär

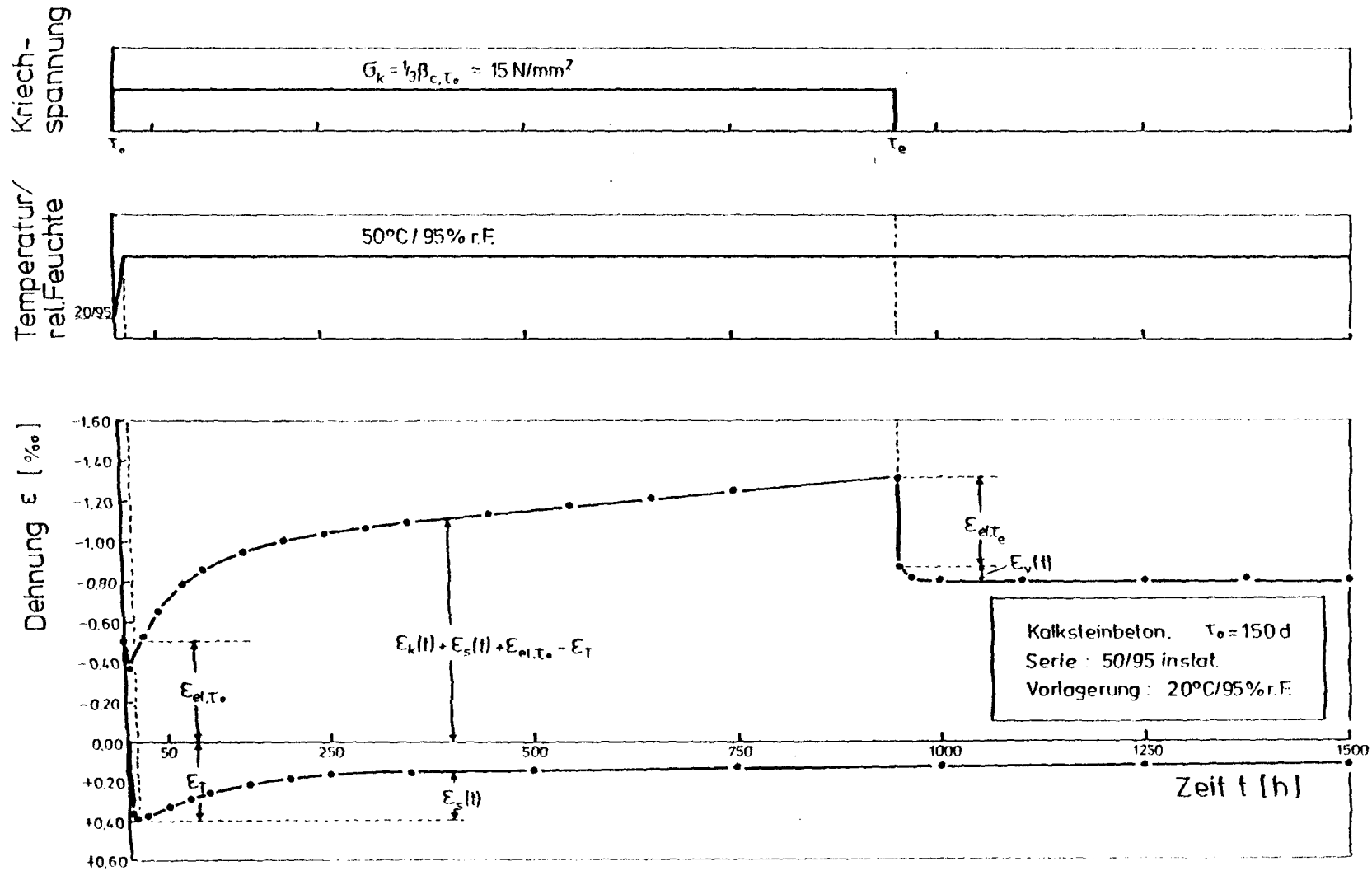


Abb. 4.2.17: Gesamtverformungen von Kalksteinbeton bei $50^\circ\text{C} / 95\% \text{ r.F.}$ instationär

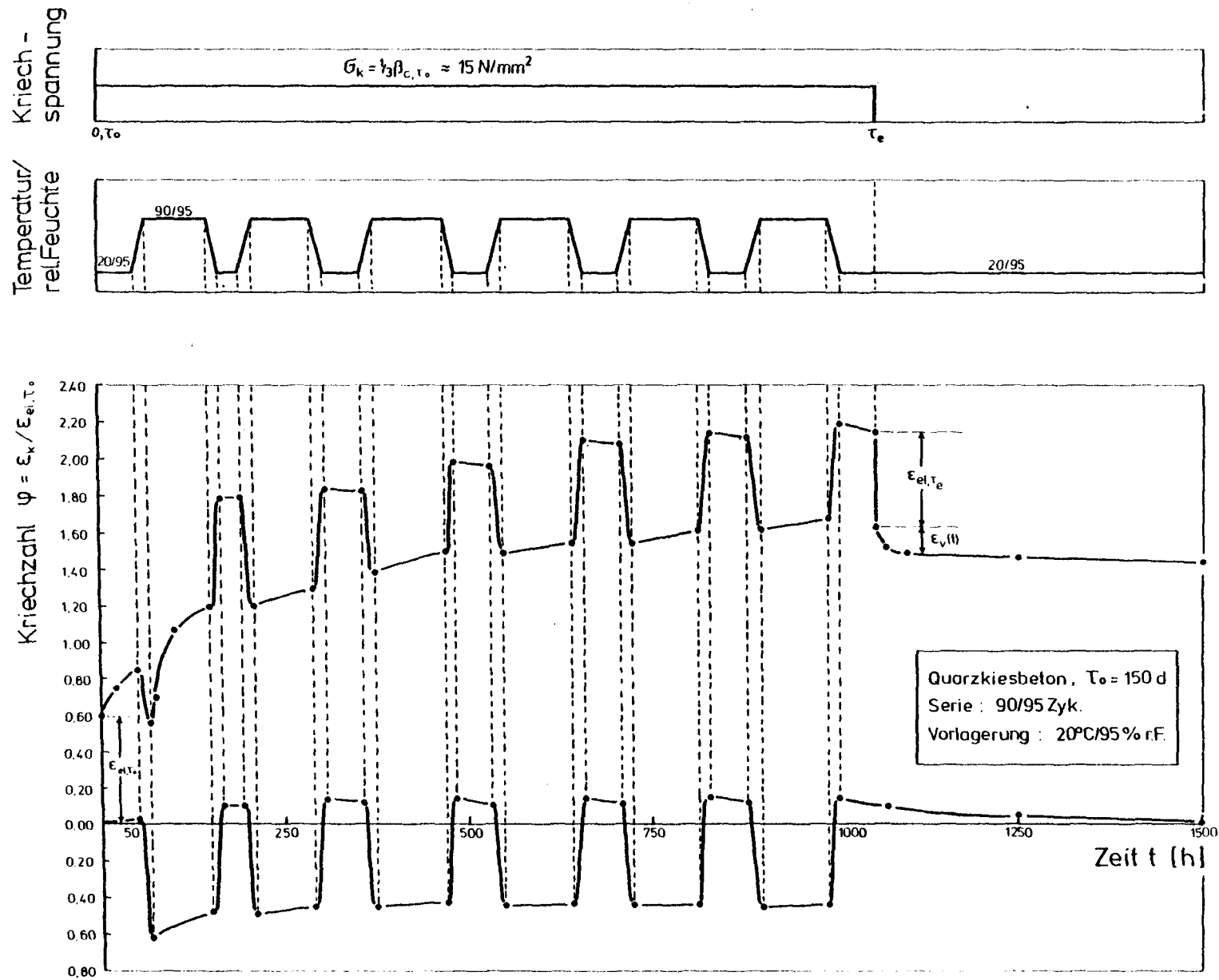


Abb. 4.2.18: Gesamtverformungen von Quarkiesbeton bei Zyklen 90°C/95% r.F. und 20°C/95% r.F.

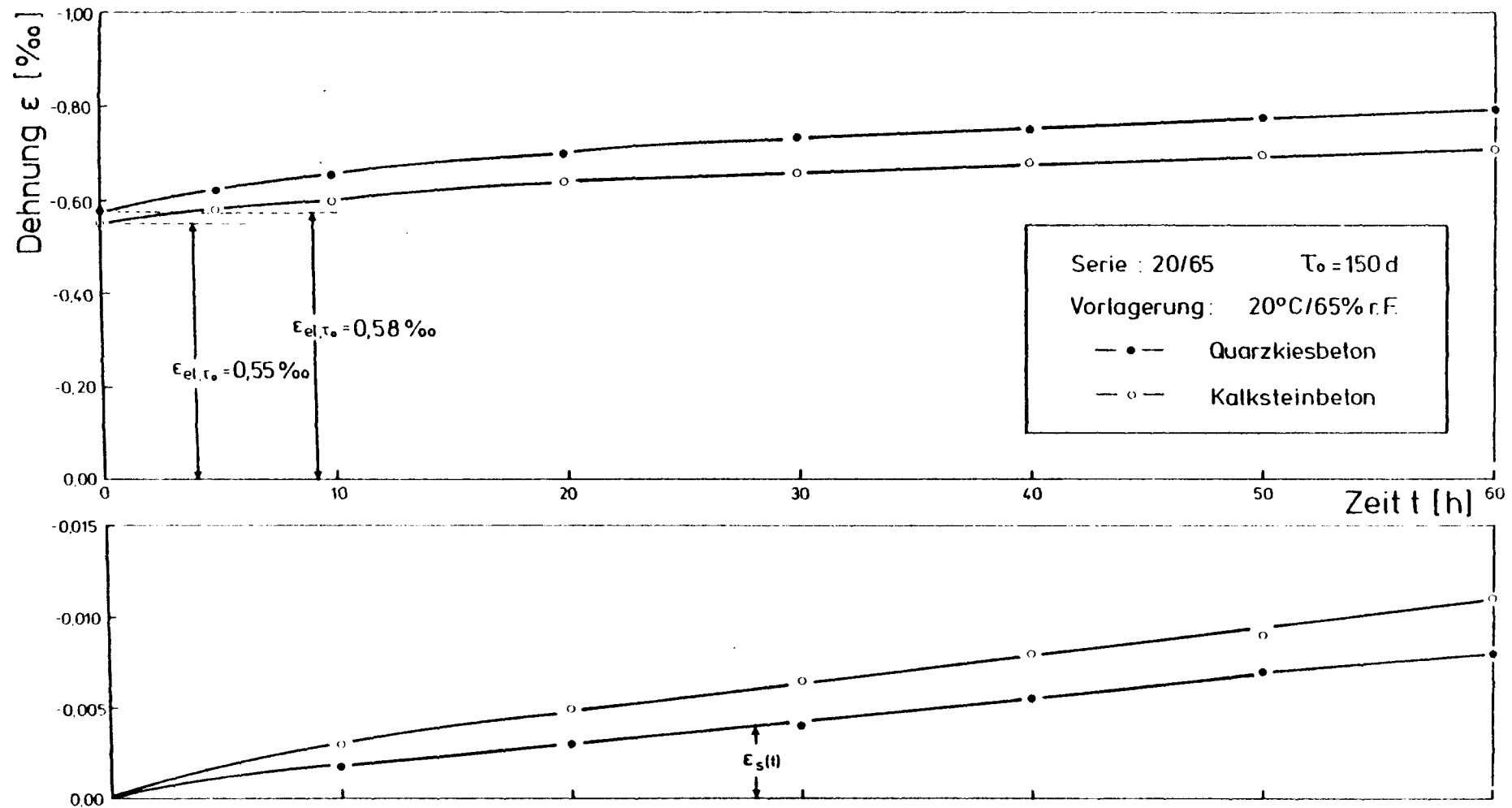


Abb. 4.2.19: Anfängliche Gesamtverformungen bei 20°C/65%r.F.

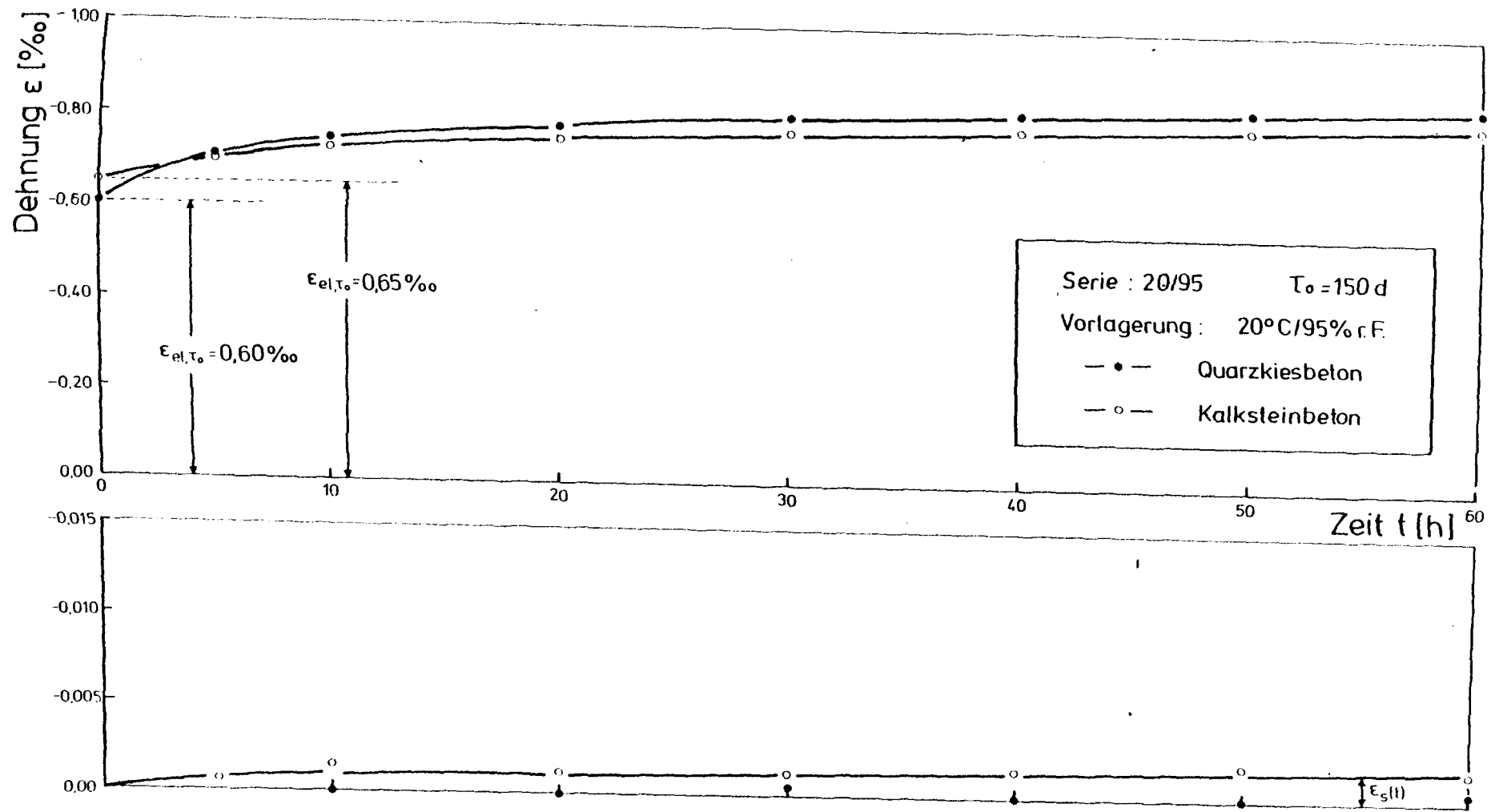


Abb. 4.2.20: Anfängliche Gesamtverformungen bei 20°C/95% r.F.

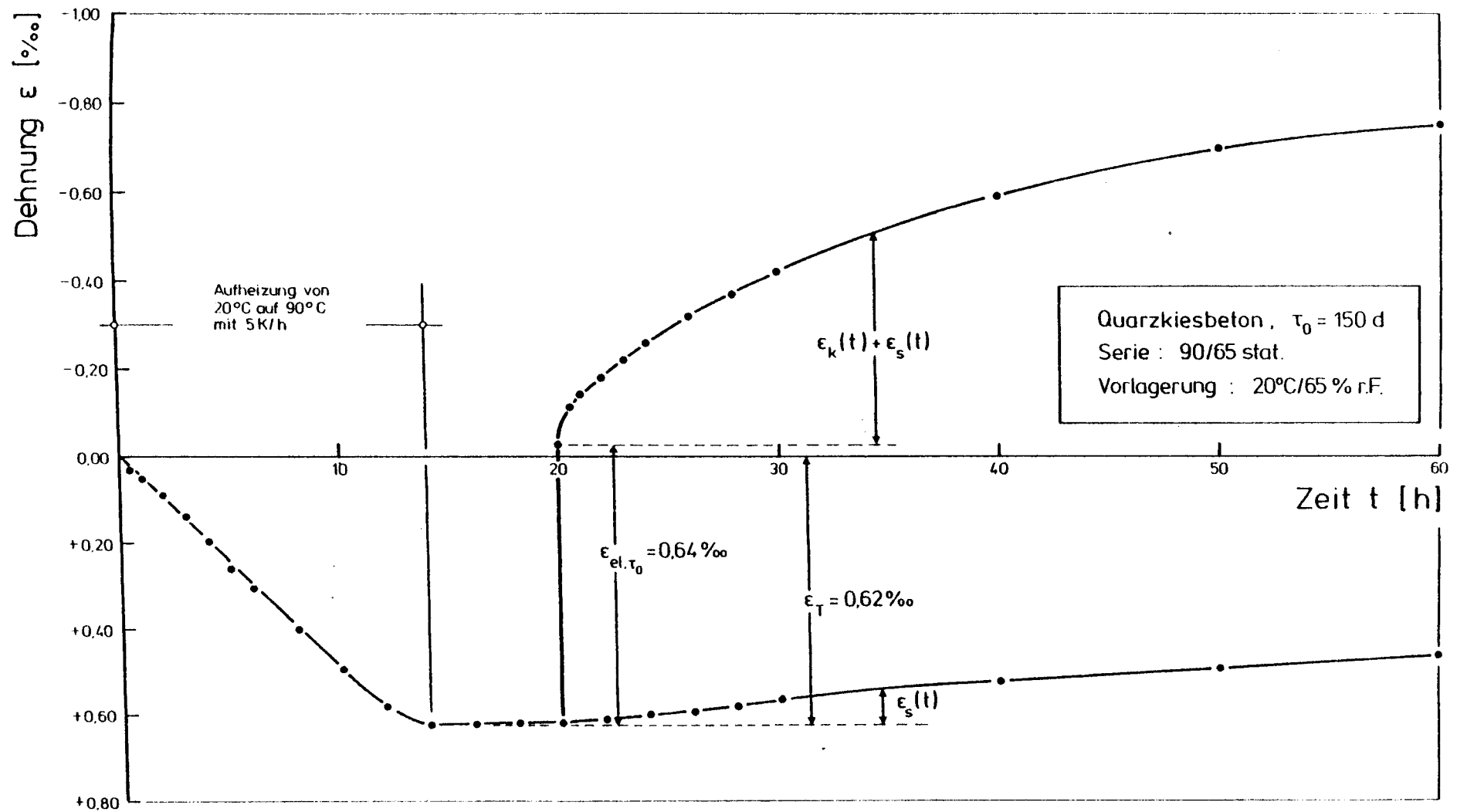


Abb. 4.2.21: Anfängliche Gesamtverformungen von Quarzkiesbeton bei 90°C/65%r.F. stationär

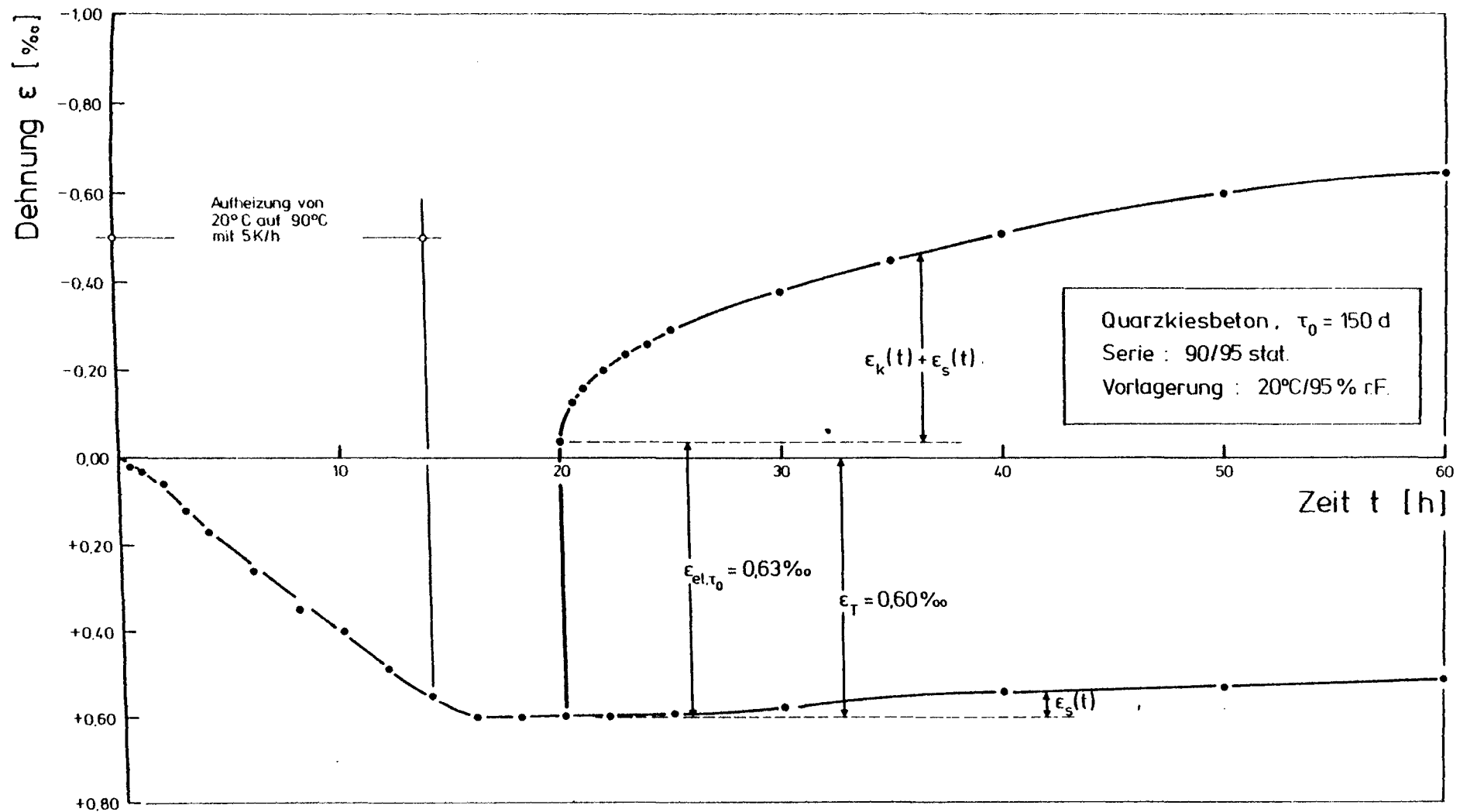


Abb. 4.2.22: Anfängliche Gesamtverformungen von Quarkiesbeton bei 90°C/95%r.F. stationär

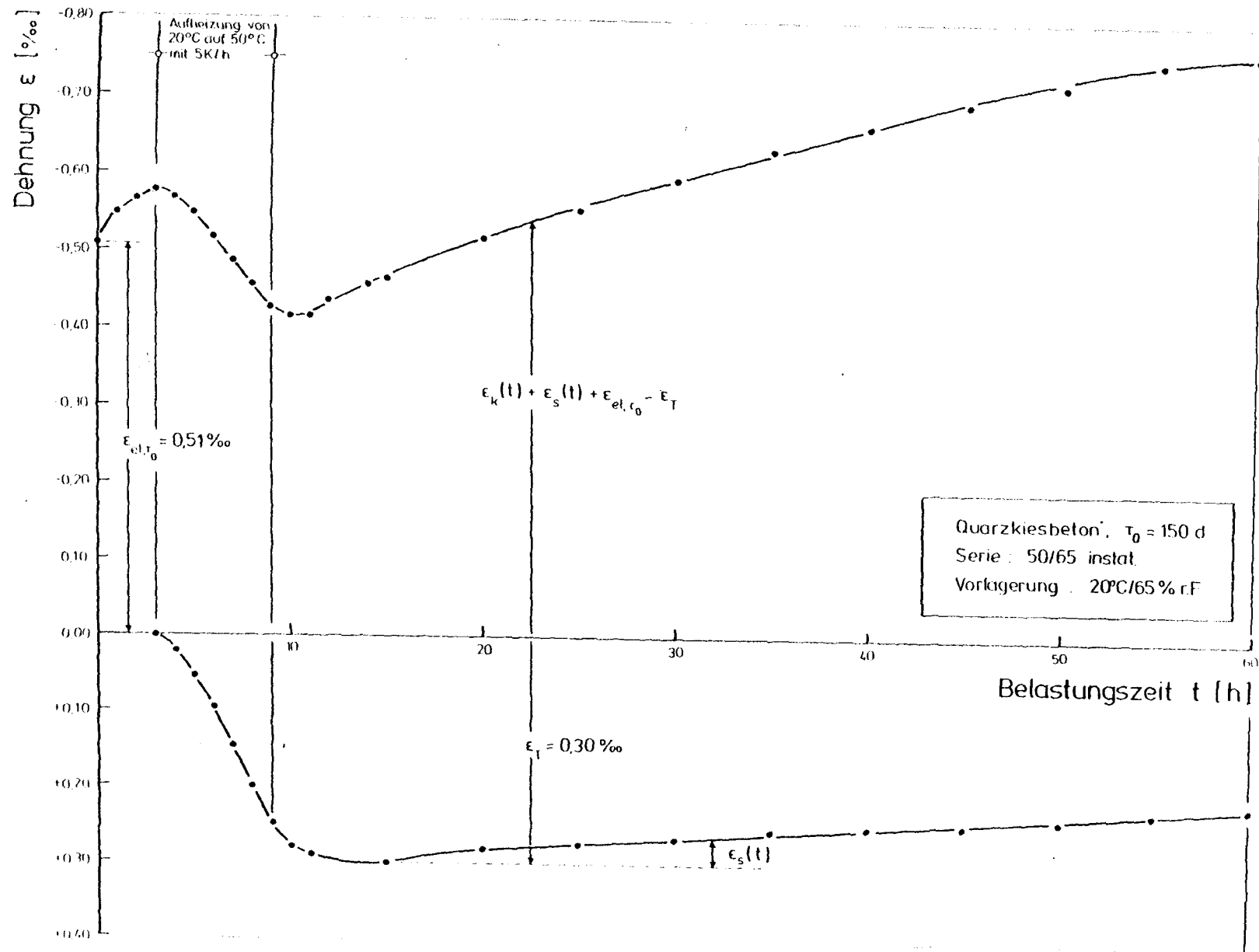


Abb. 4.2.23: Anfängliche Gesamtverformung von Quarkiesbeton bei 50°C/65%r.F. instationär

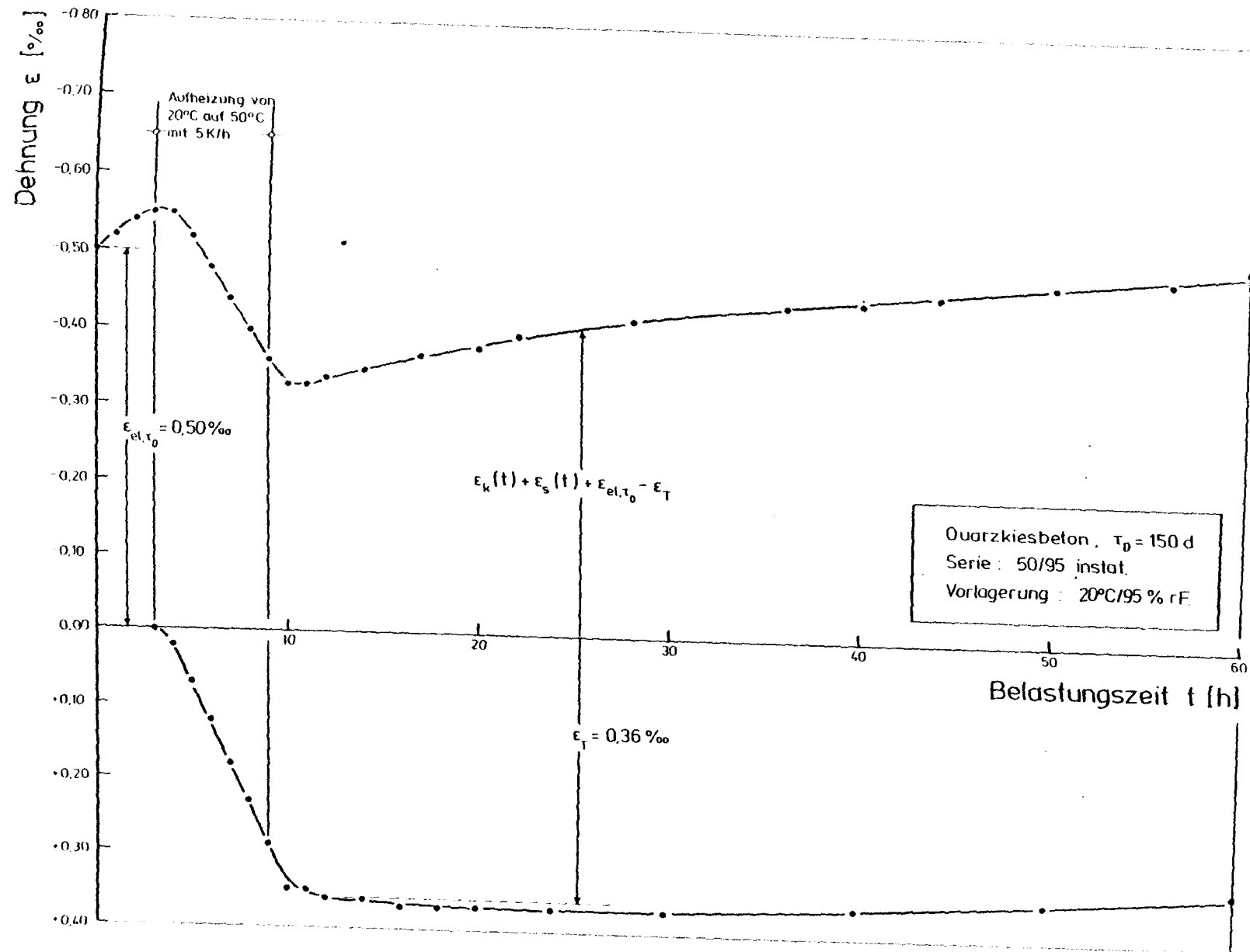


Abb. 4.2.24: Anfängliche Gesamtverformung von Quarzkiesbeton bei 50°C/95%r.F. instationär

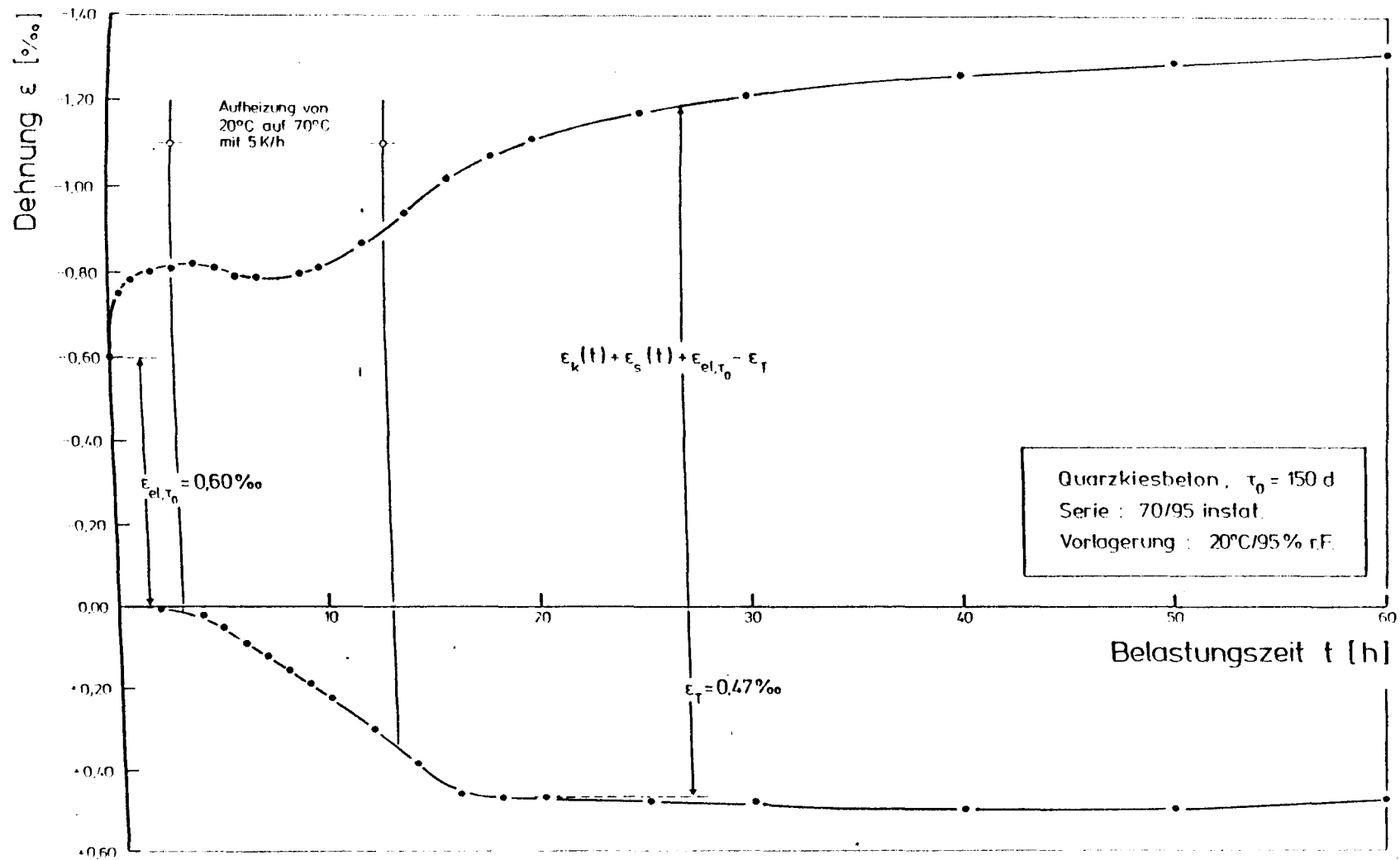


Abb. 4.2.26: Anfängliche Gesamtverformung von Quarzkiesbeton bei 70°C/95%r.F. instationär

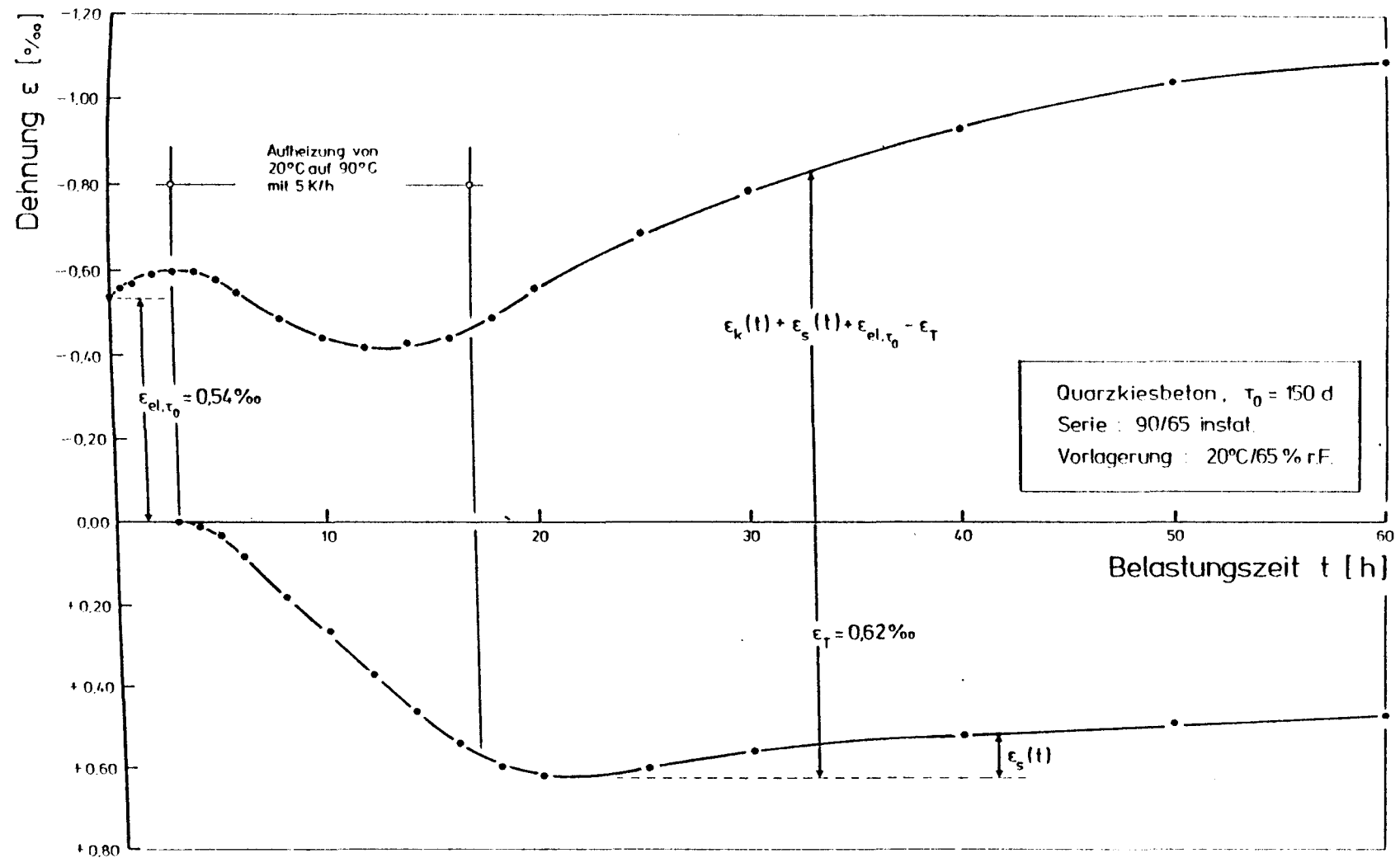


Abb. 4.2.27: Anfängliche Gesamtverformung von Quarkiesbeton bei 90°C/65%r.F. instationär

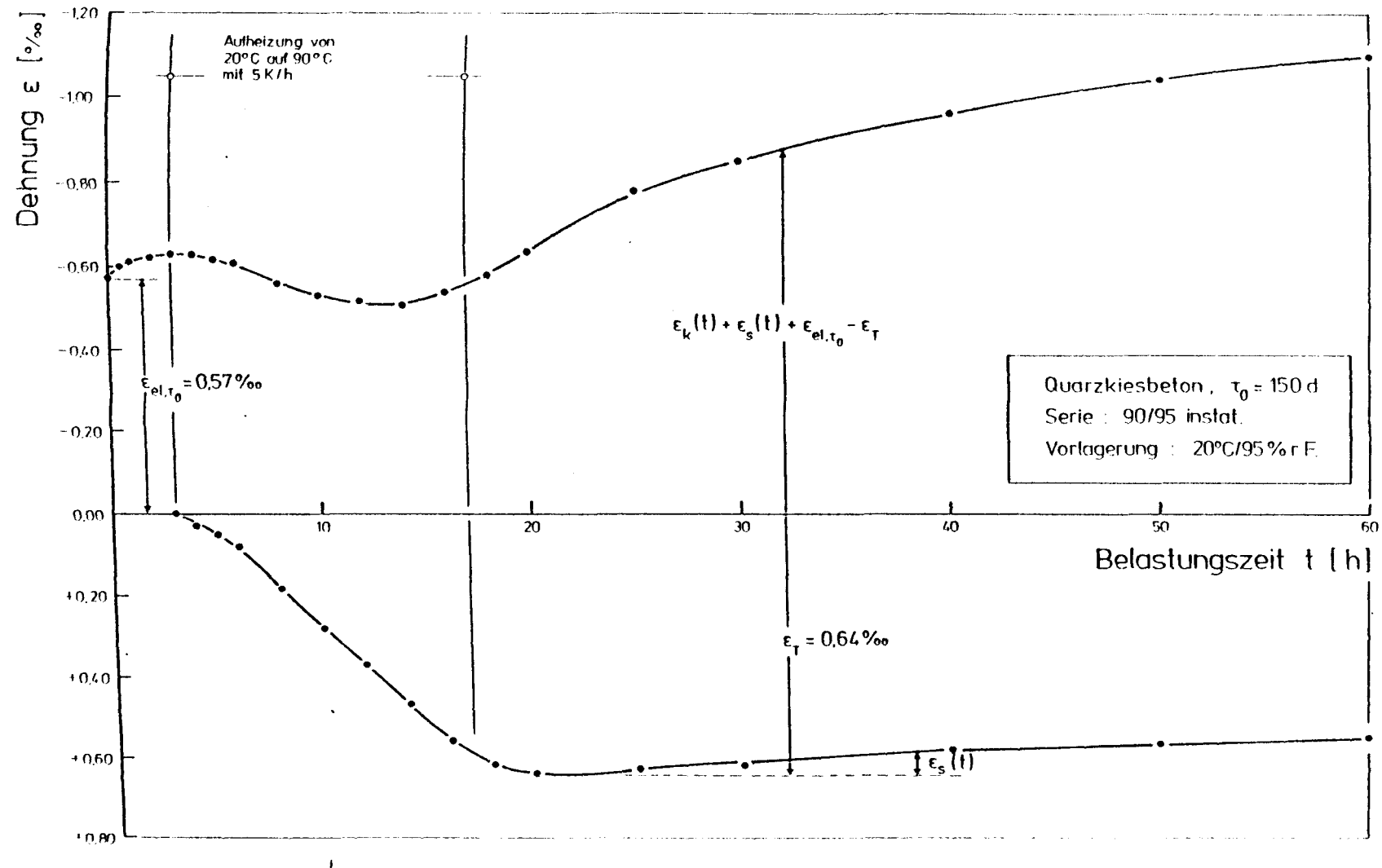


Abb. 4.2.28: Anfängliche Gesamtverformung von Quarzkiesbeton bei 90°C/95%r.F. instationär

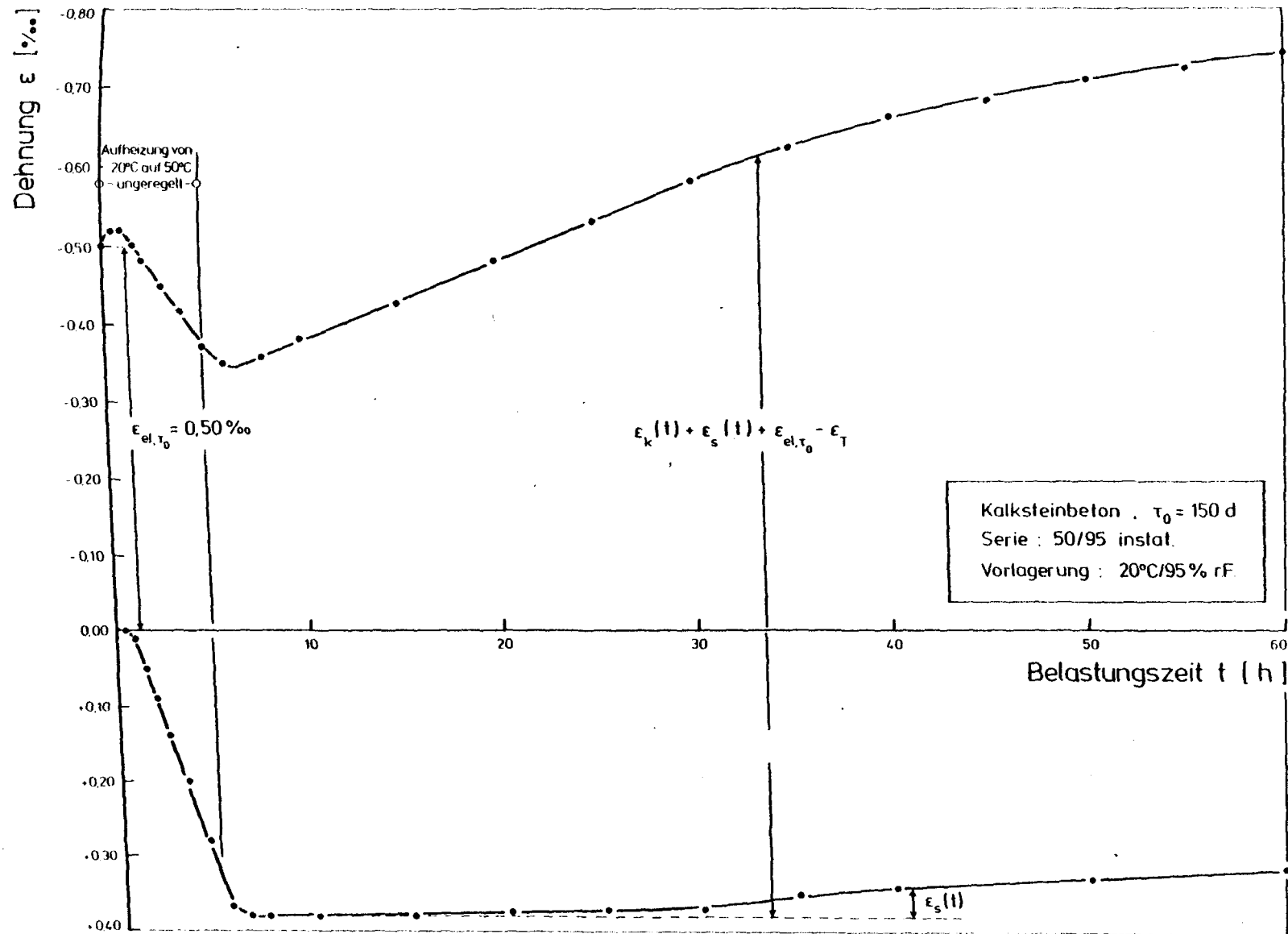


Abb. 4.2.29: Anfängliche Gesamtverformung von Kalksteinbeton bei 50°C/65%r.F. instationär

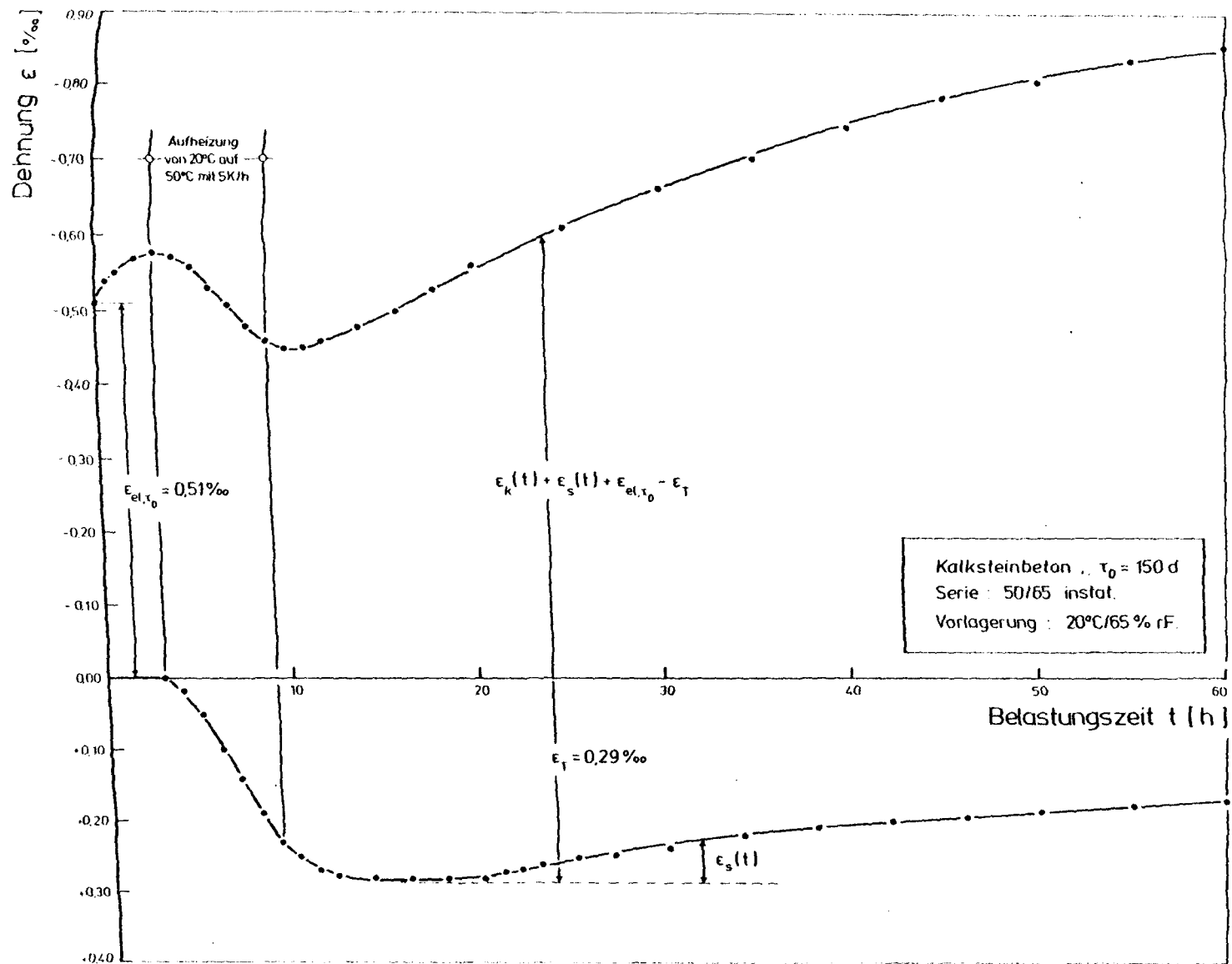


Abb. 4.2.30: Anfängliche Gesamtverformung von Kalksteinbeton bei 50°C/95%r.F. instationär

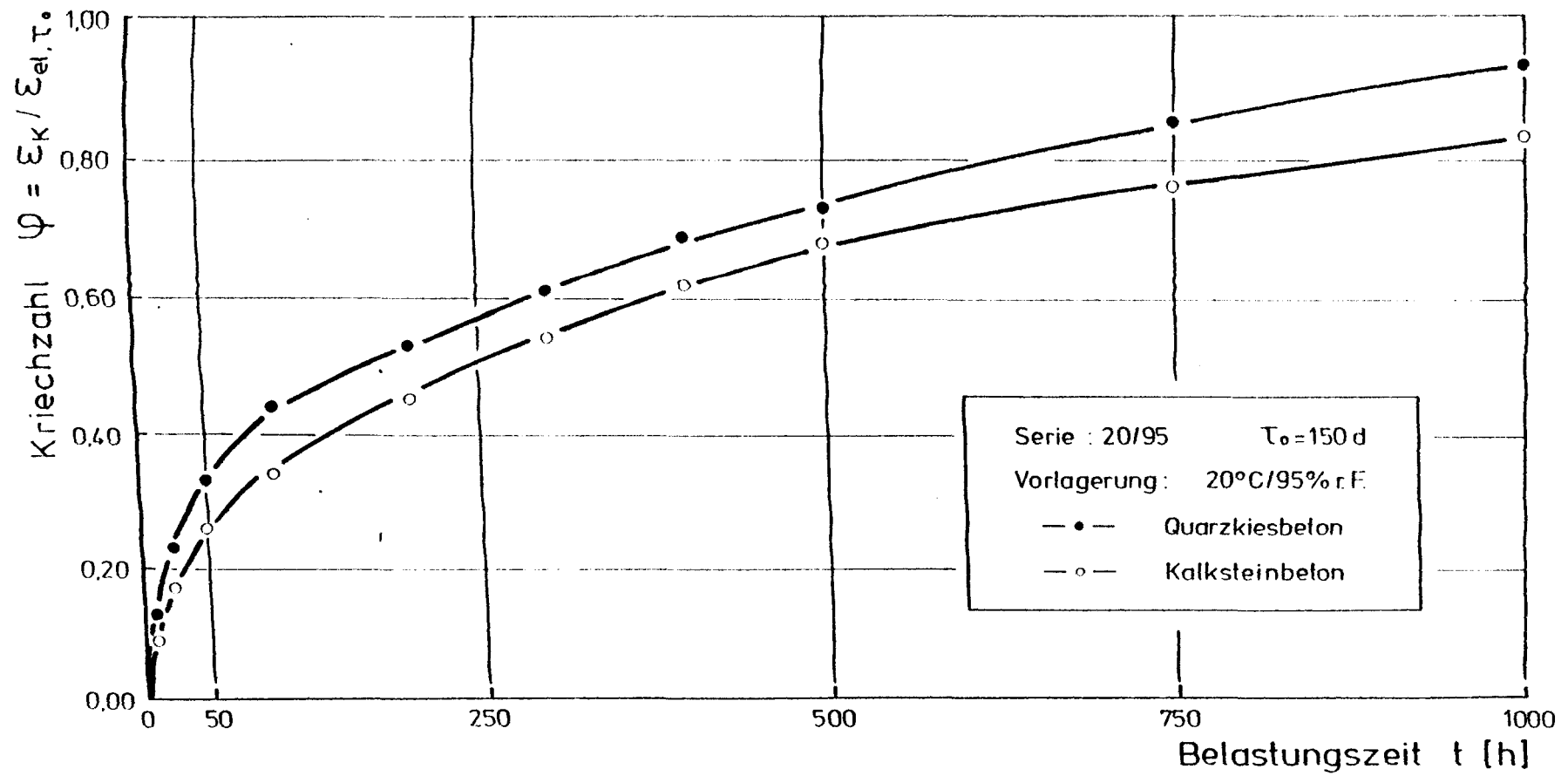


Abb. 4.2.31: Kriechzahl φ bei 20°C/65%r.F.

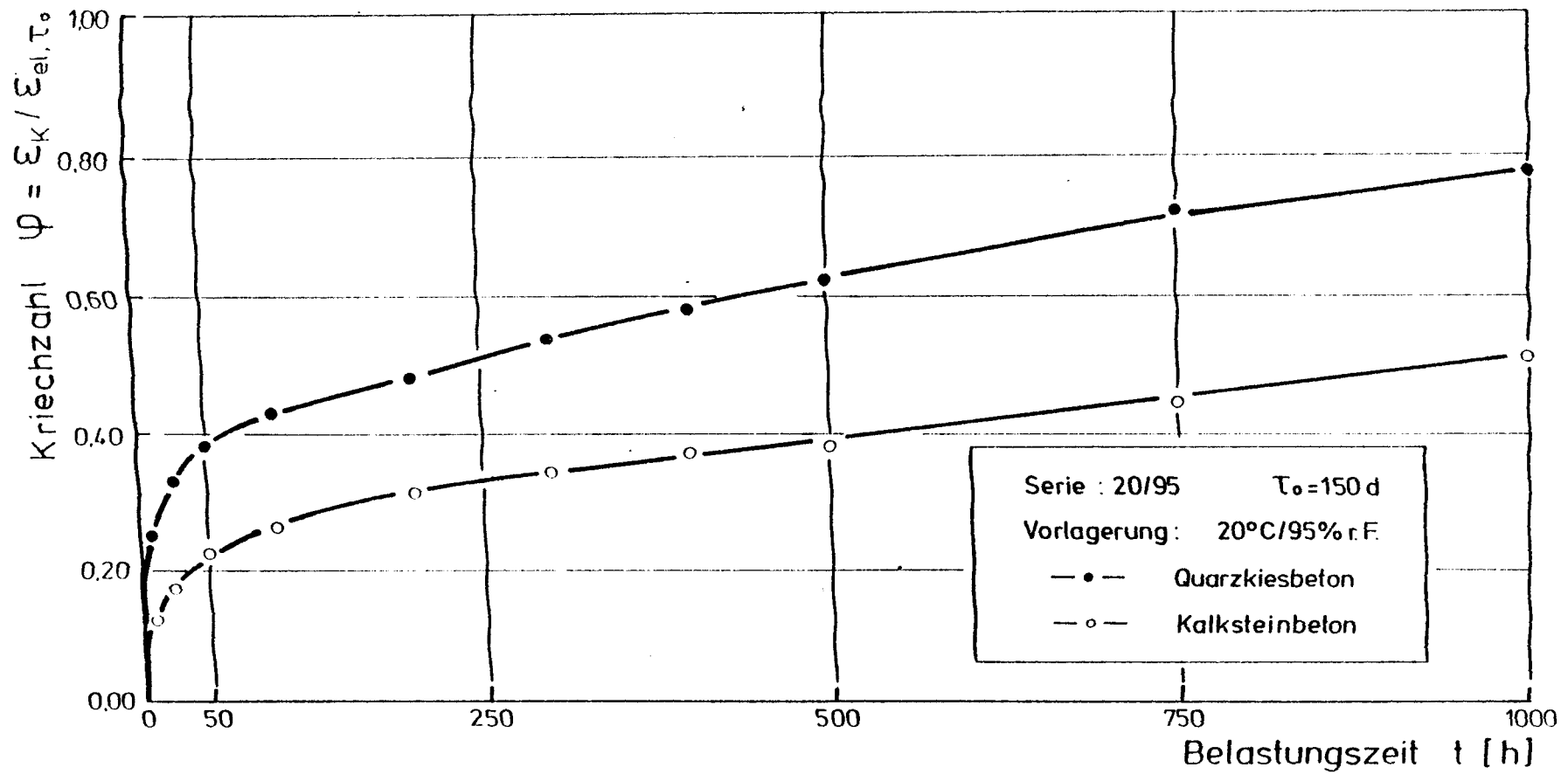


Abb. 4.2.32: Kriechzahl φ bei 20°C/95%r.F.

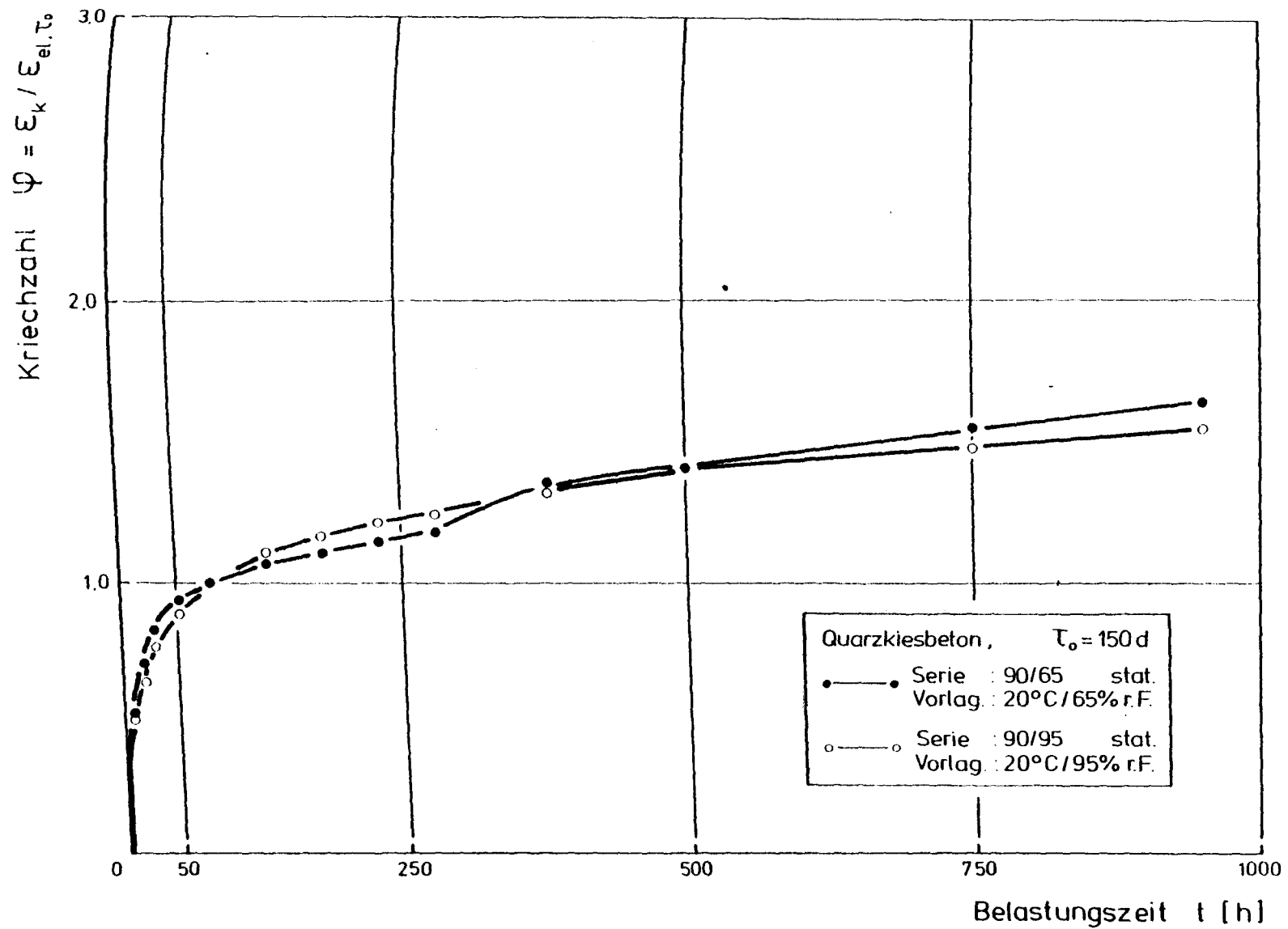


Abb. 4.2.33: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 90°C stationär

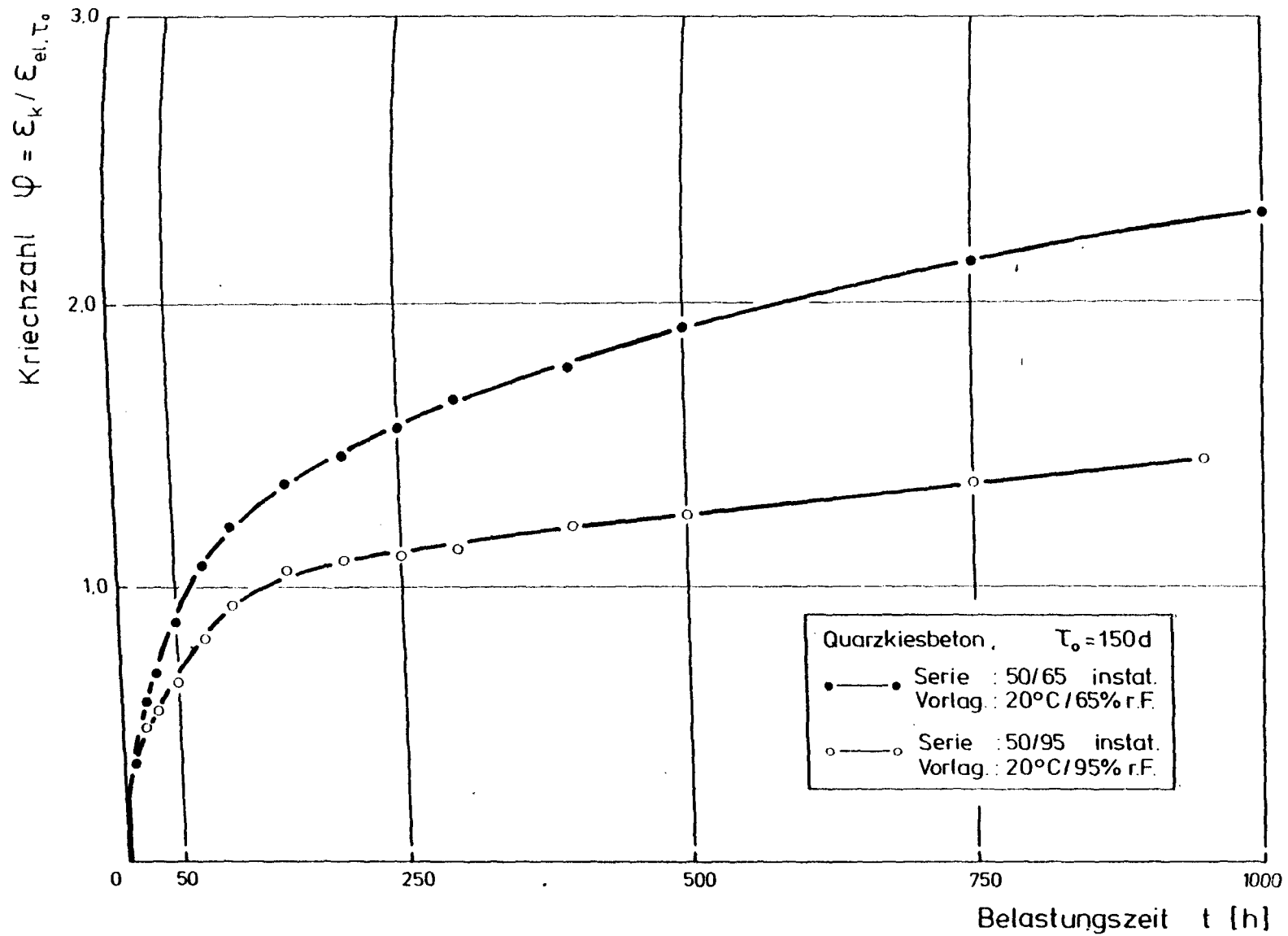


Abb. 4.2.34: Kriechzahl φ von Quarkiesbeton bei 50°C instationär

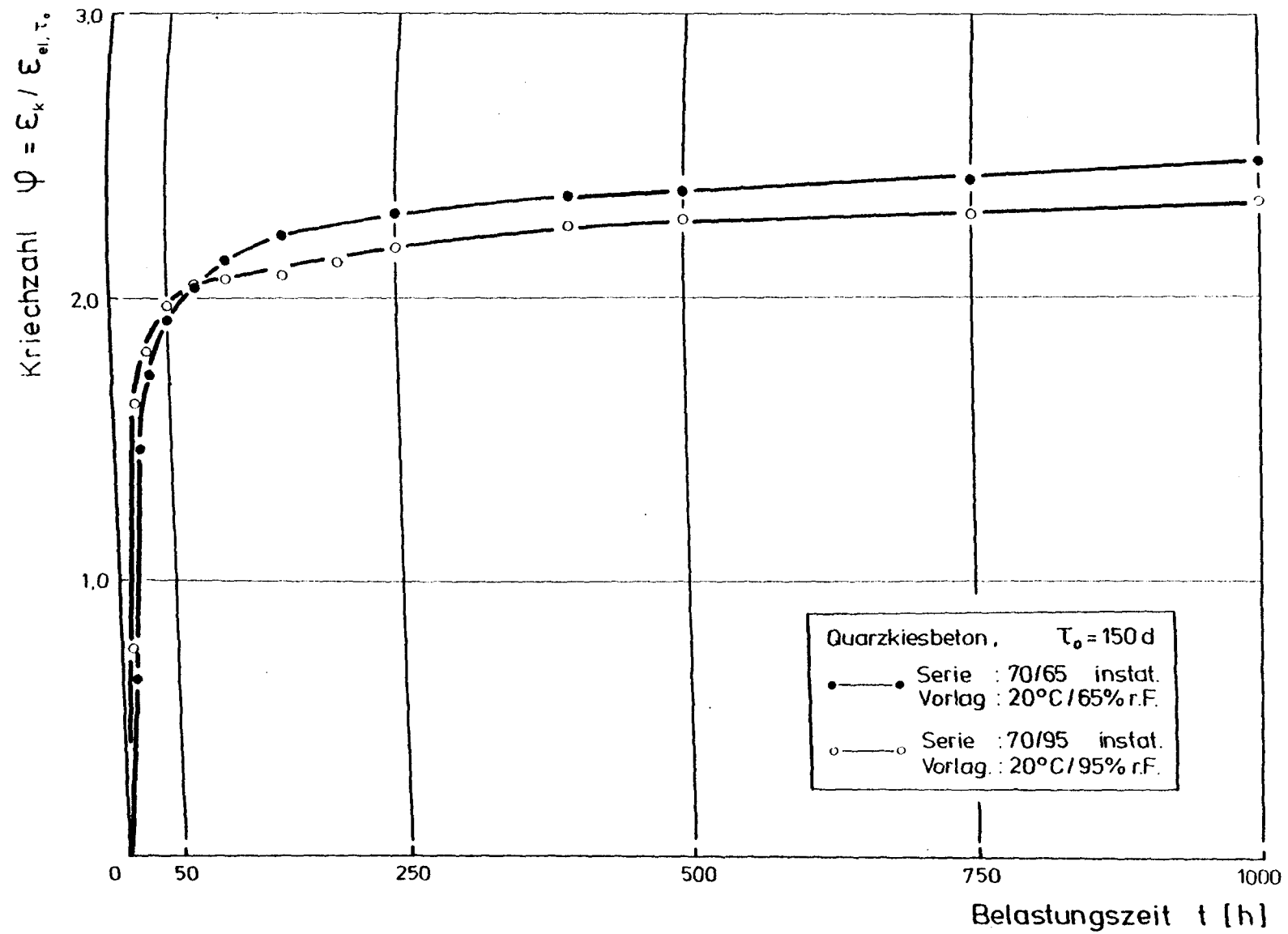


Abb. 4.2.35: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 70°C instationär

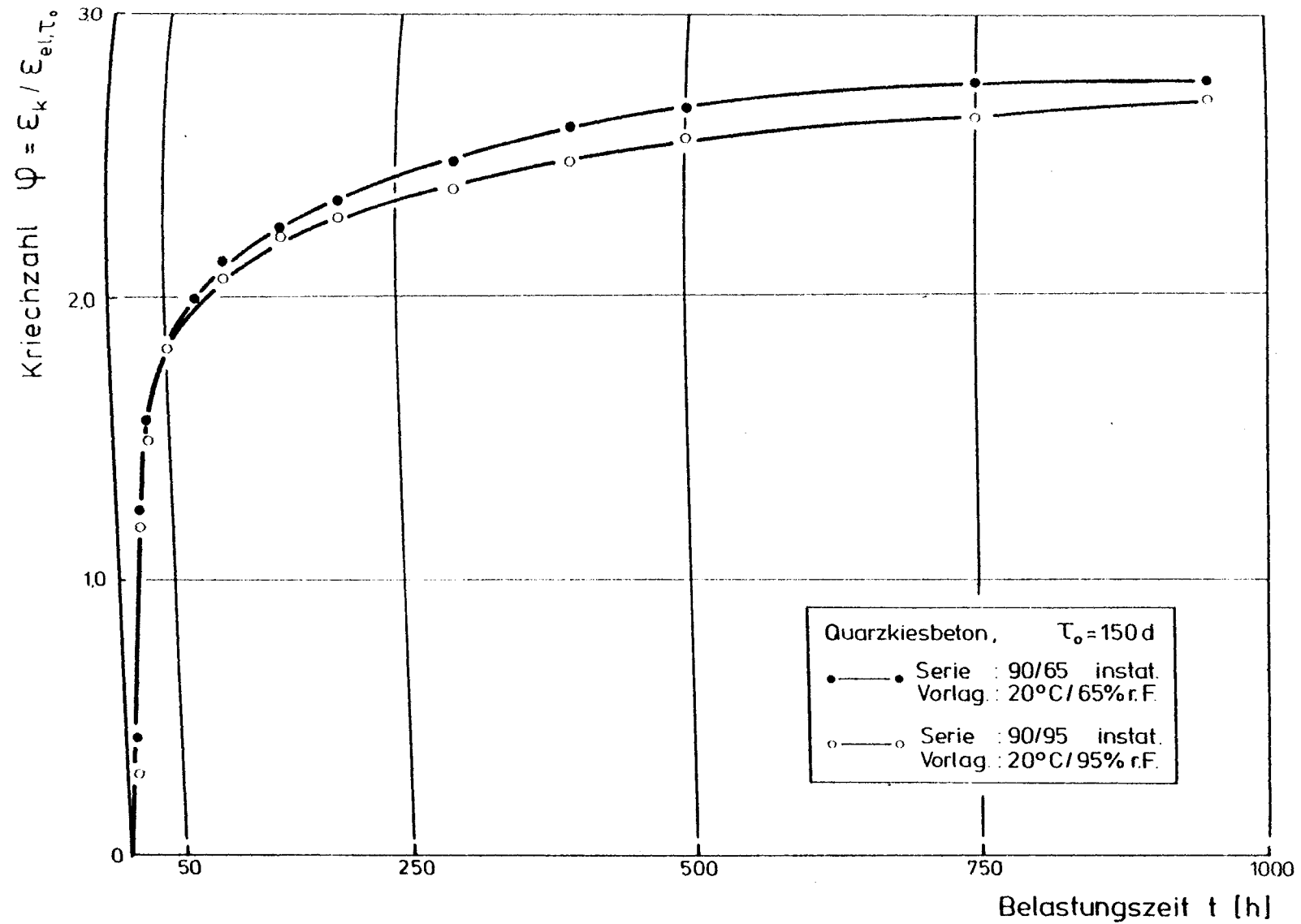


Abb. 4.2.36: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 90°C instationär

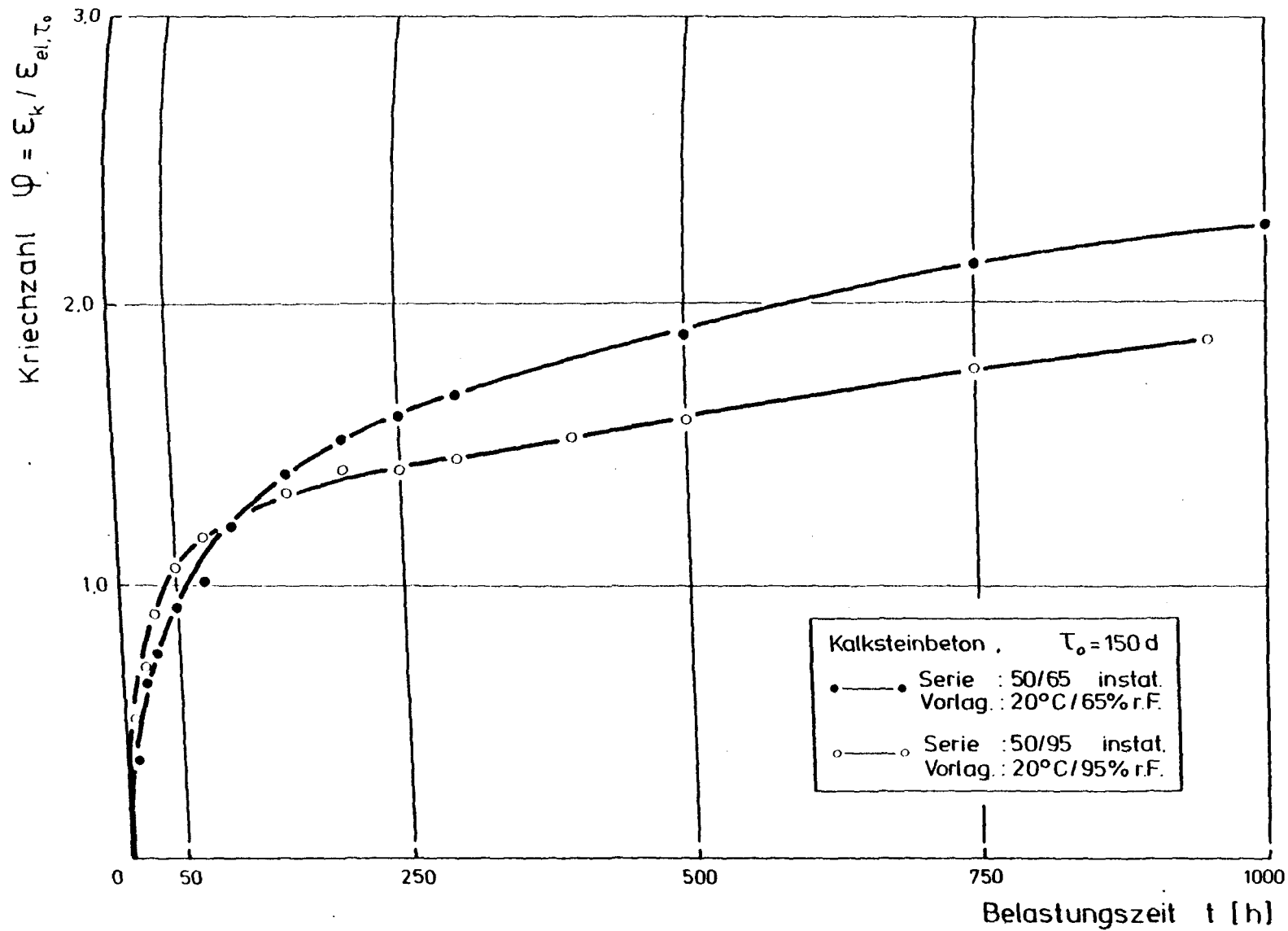


Abb. 4.2.37: Kriechzahl φ von Kalksteinbeton bei 50°C instationär

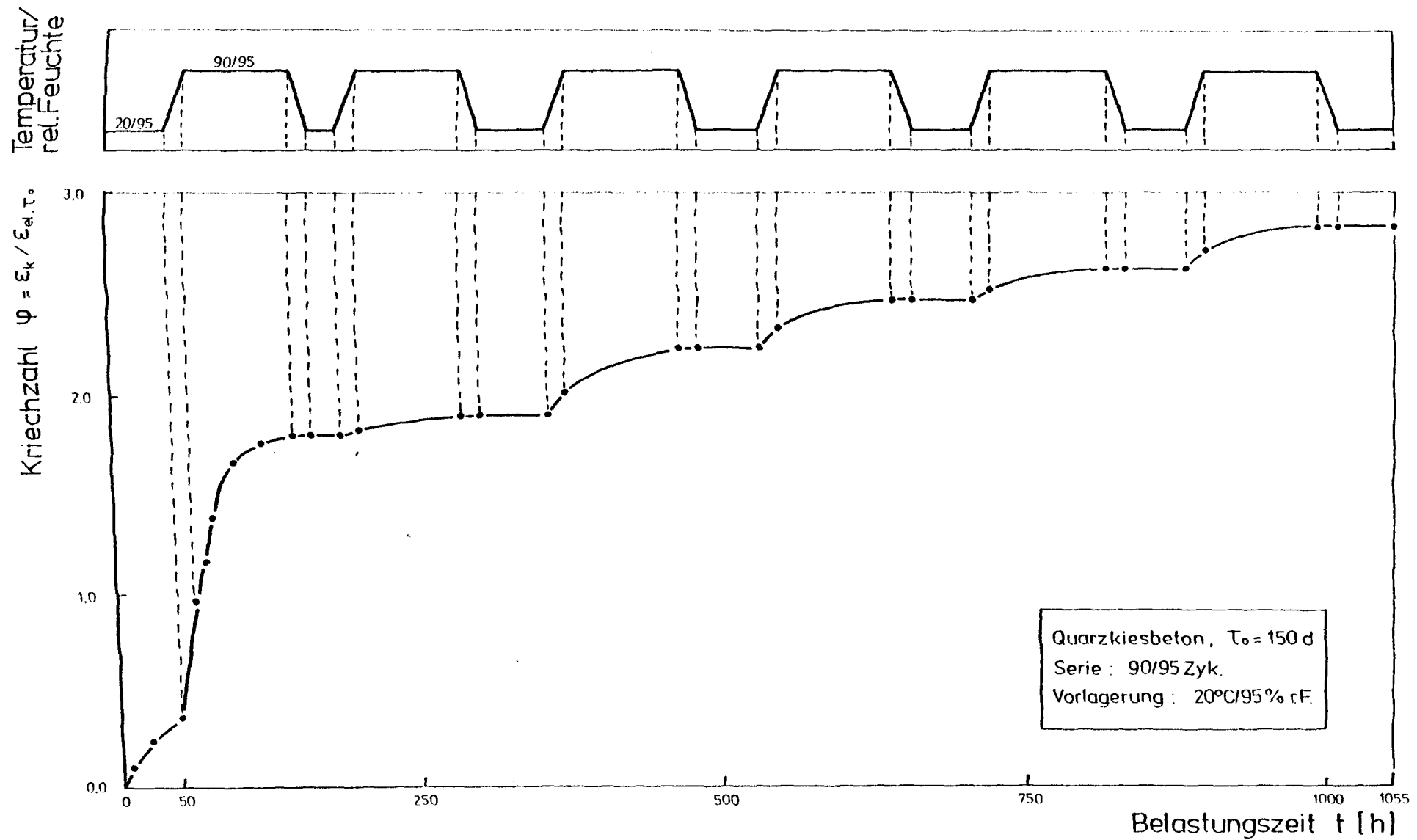


Abb. 4.2.38: Kriechzahl φ von Q bei Zyklen 90°C/95r.F. und 20°C/95r.F.

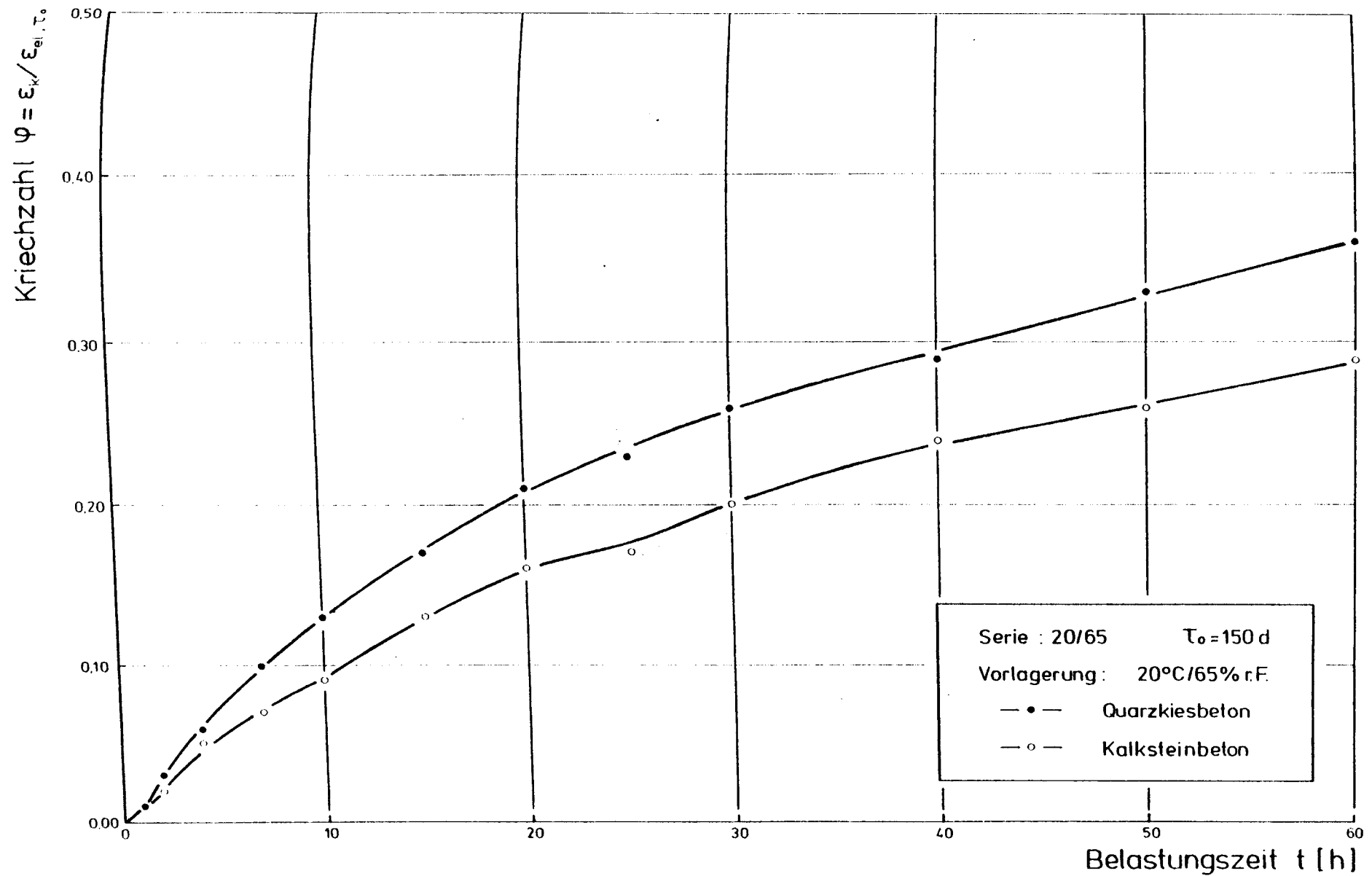


Abb. 4.2.39: Anfängliche Kriechzahl φ bei 20°C/65%r.F.

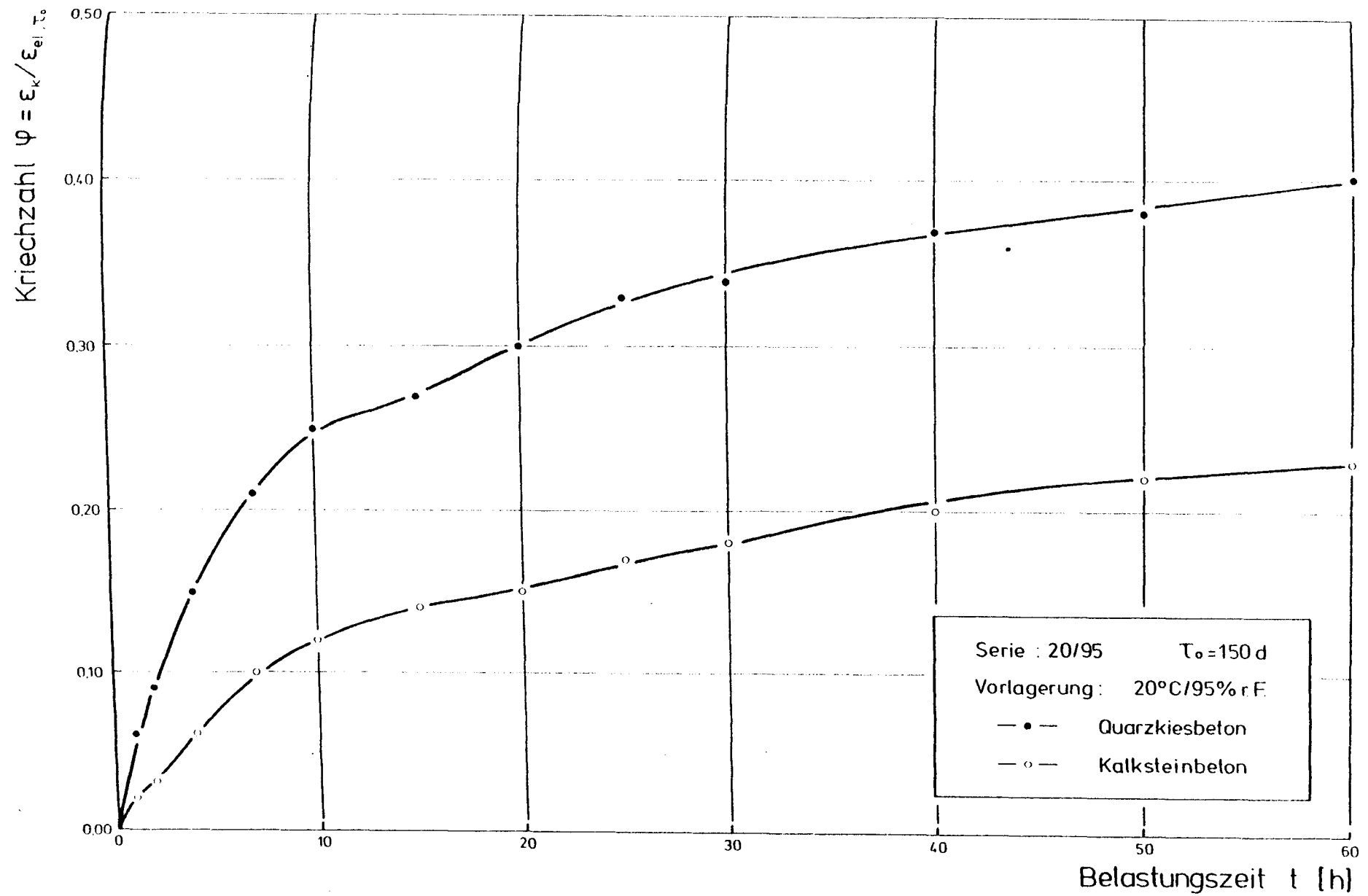


Abb. 4.2.40: Anfängliche Kriechzahl ψ bei 20°C/95%r.F.

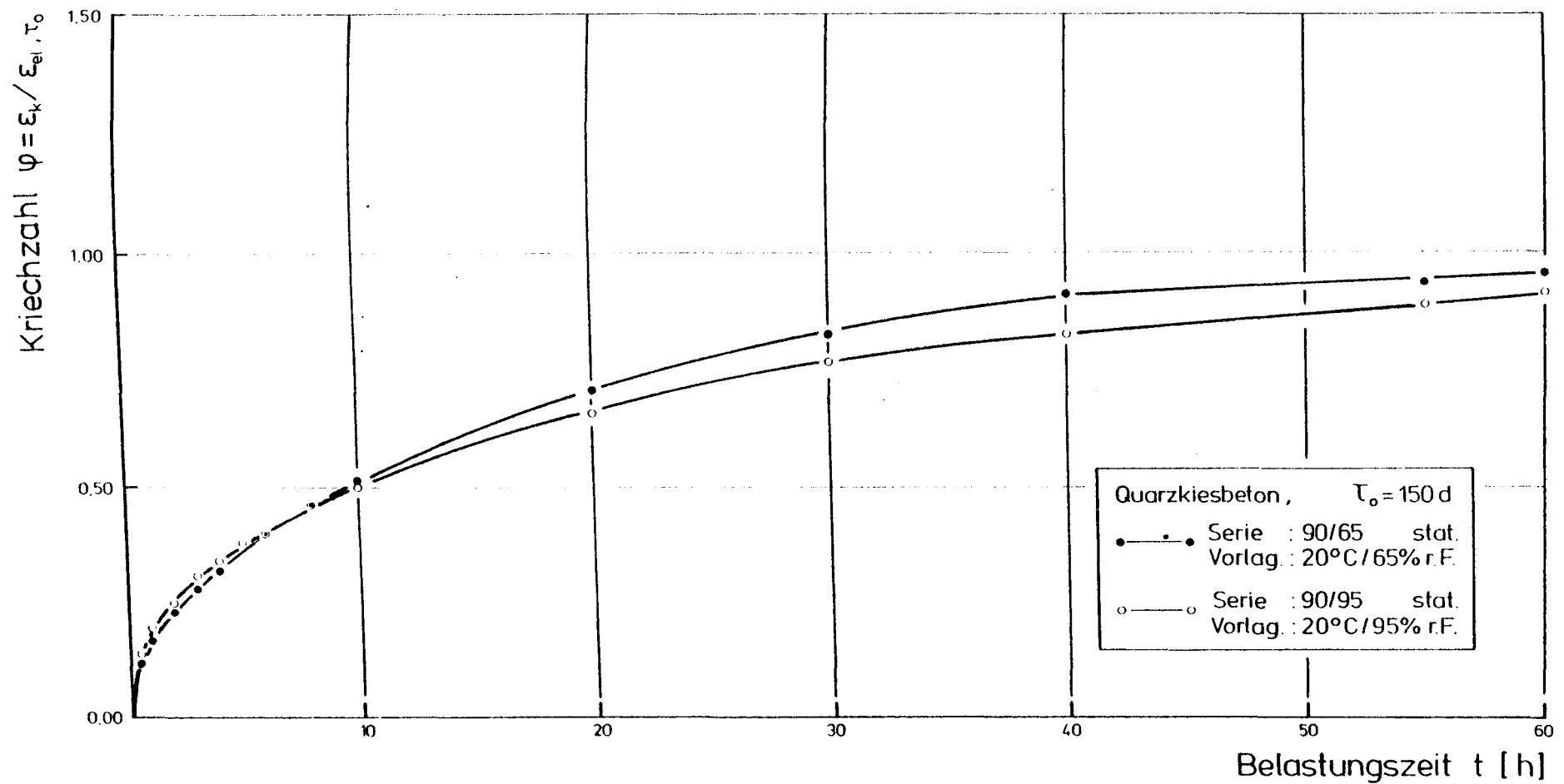


Abb. 4.2.41: Anfängliche Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 90°C stationär

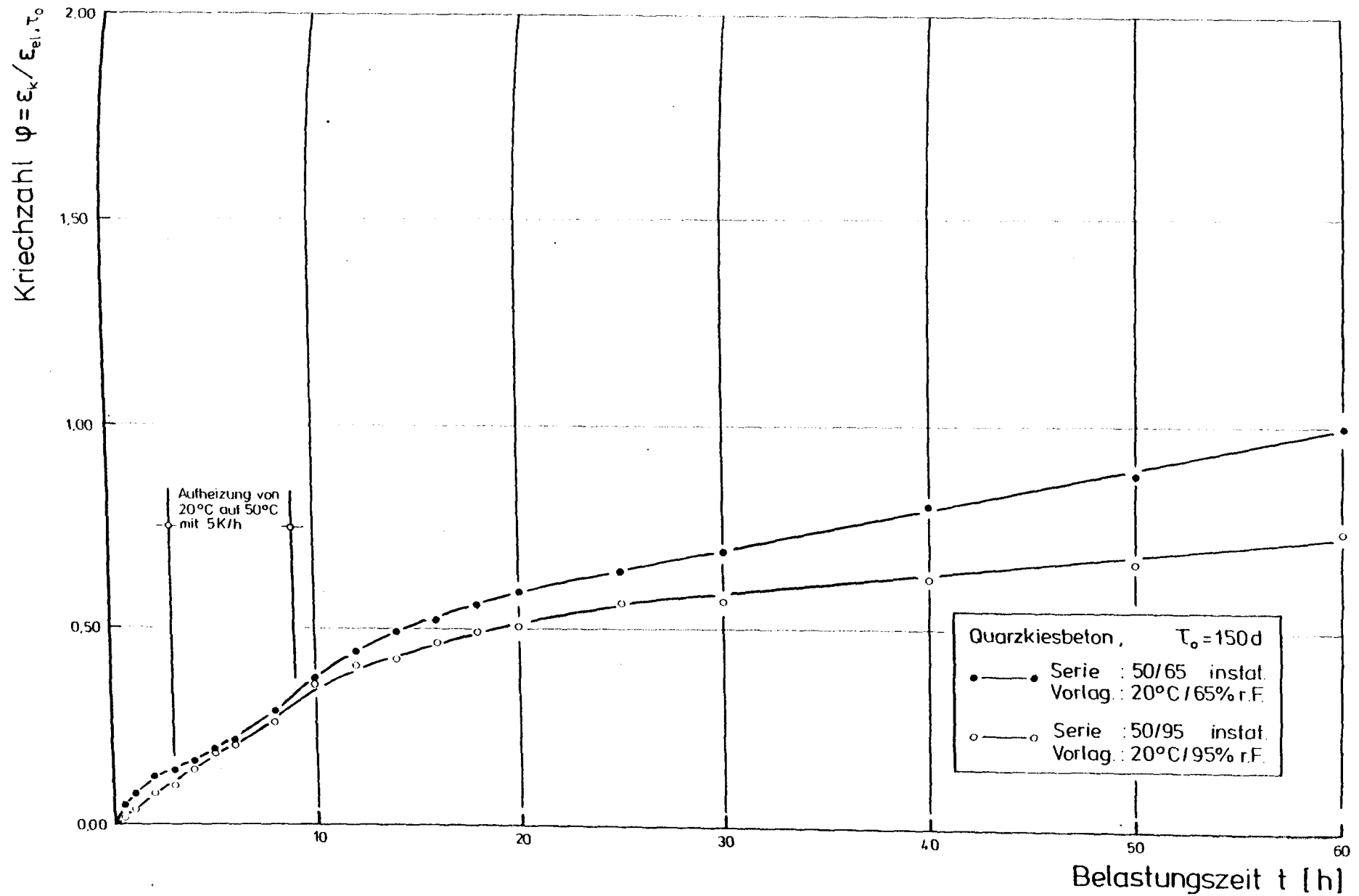


Abb. 4.2.42: Anfängliche Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 50°C instationär

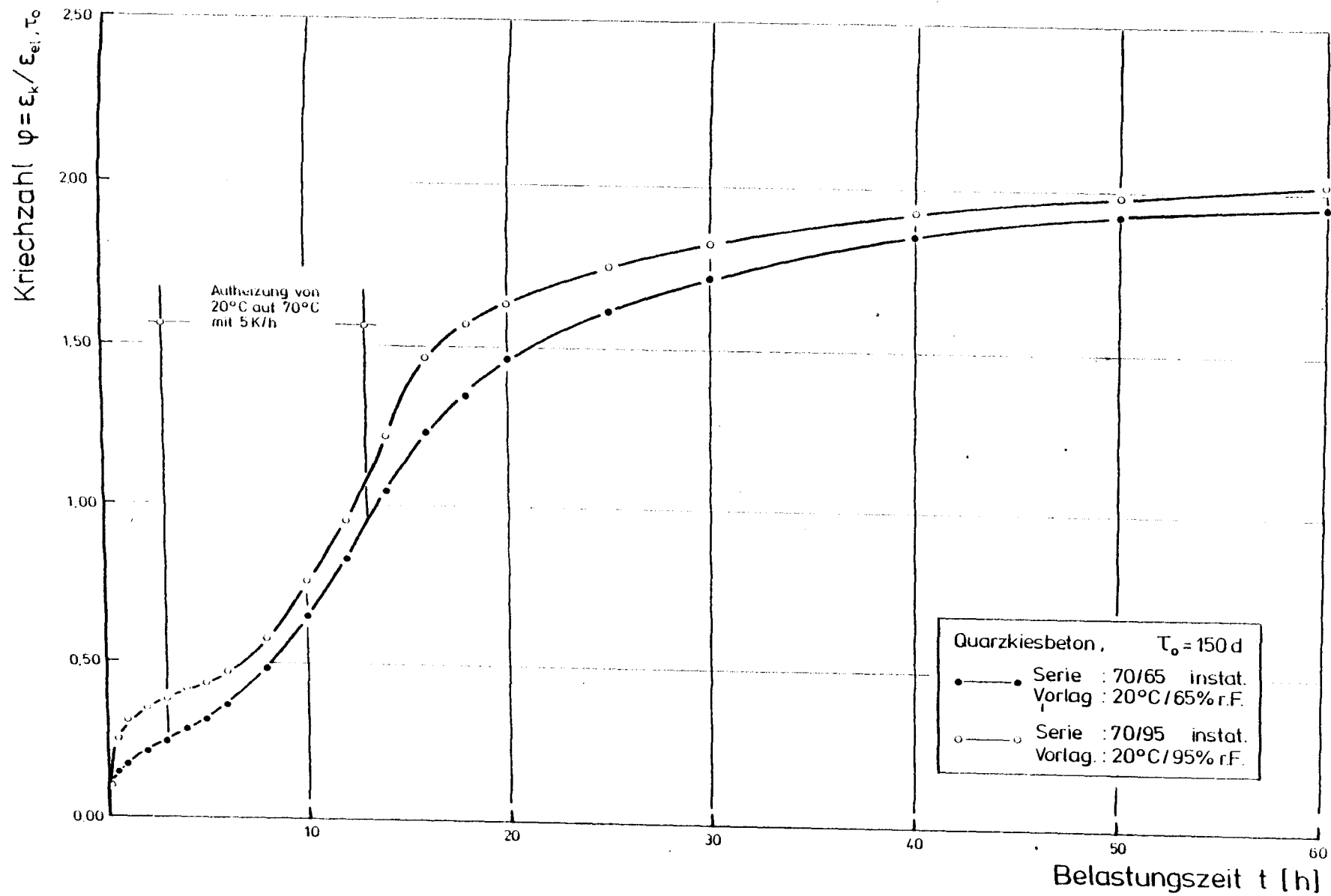


Abb. 4.2.43: Anfängliche Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 70°C instationär

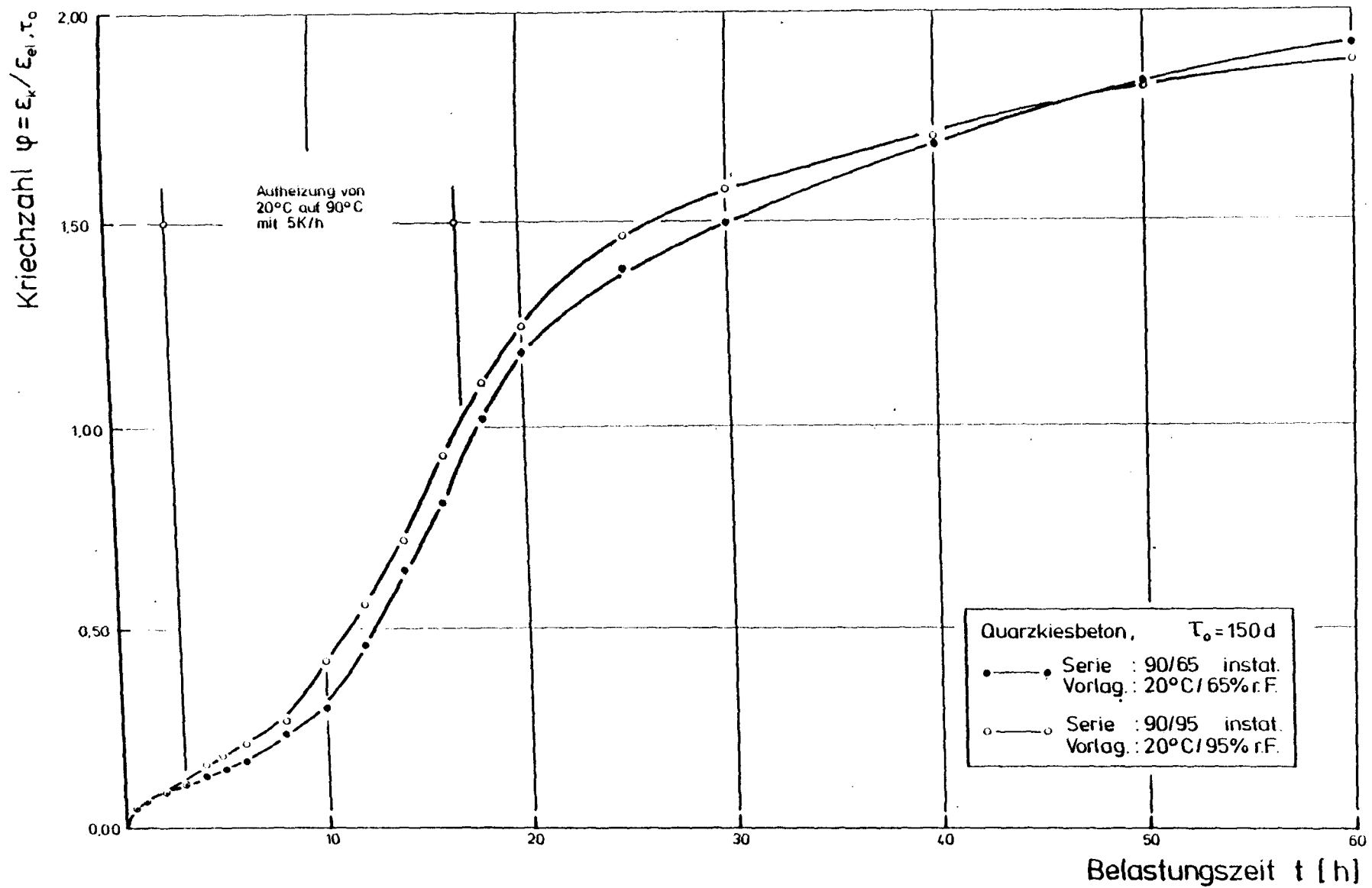


Abb. 4.2.44: Anfängliche Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 90°C instationär

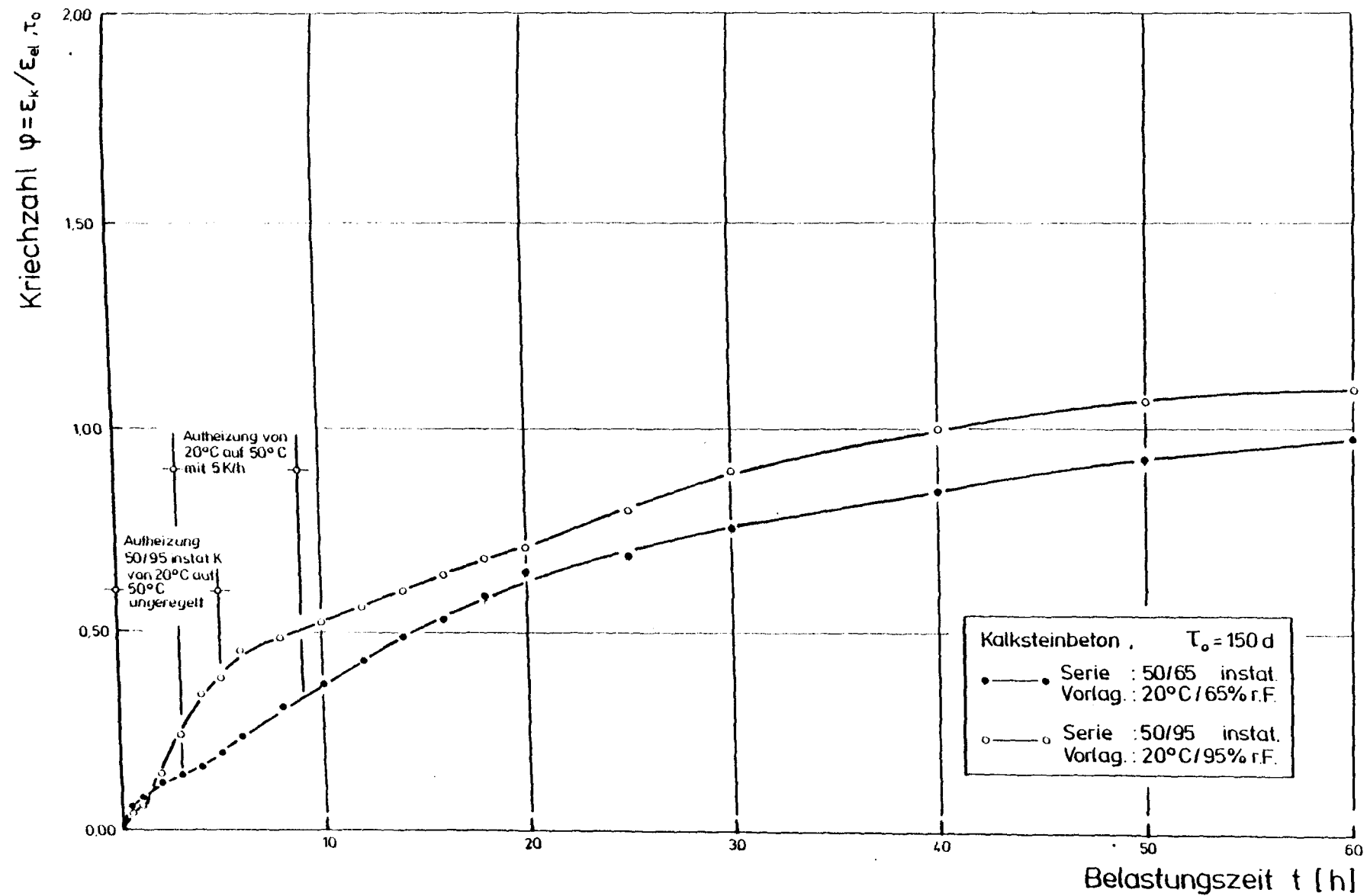


Abb. 4.2.45: Anfängliche Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 50°C instationär

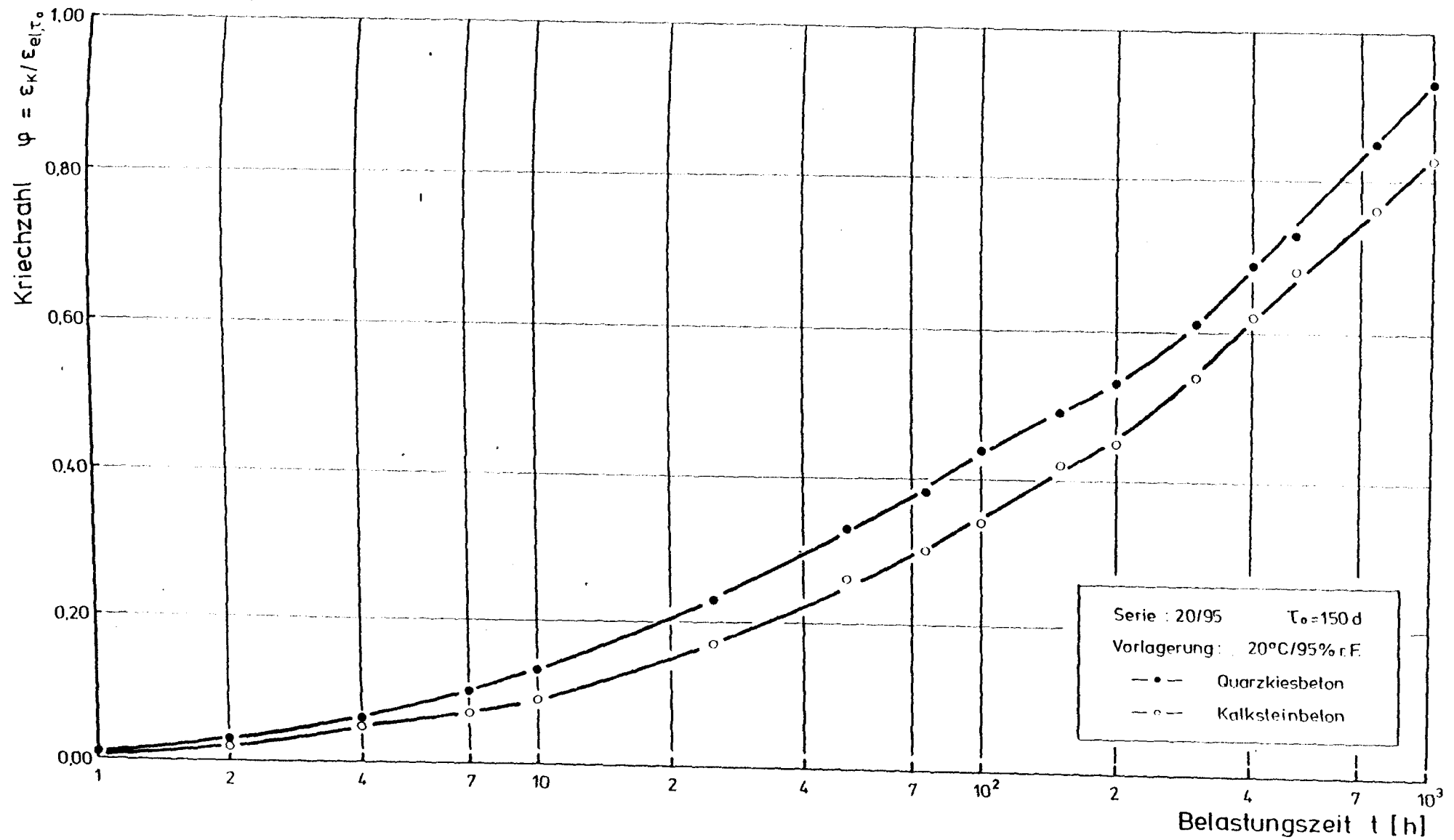


Abb. 4.2.46: Kriechzahl φ bei 20°C/65%r.F. (log. Zeitmaßstab)

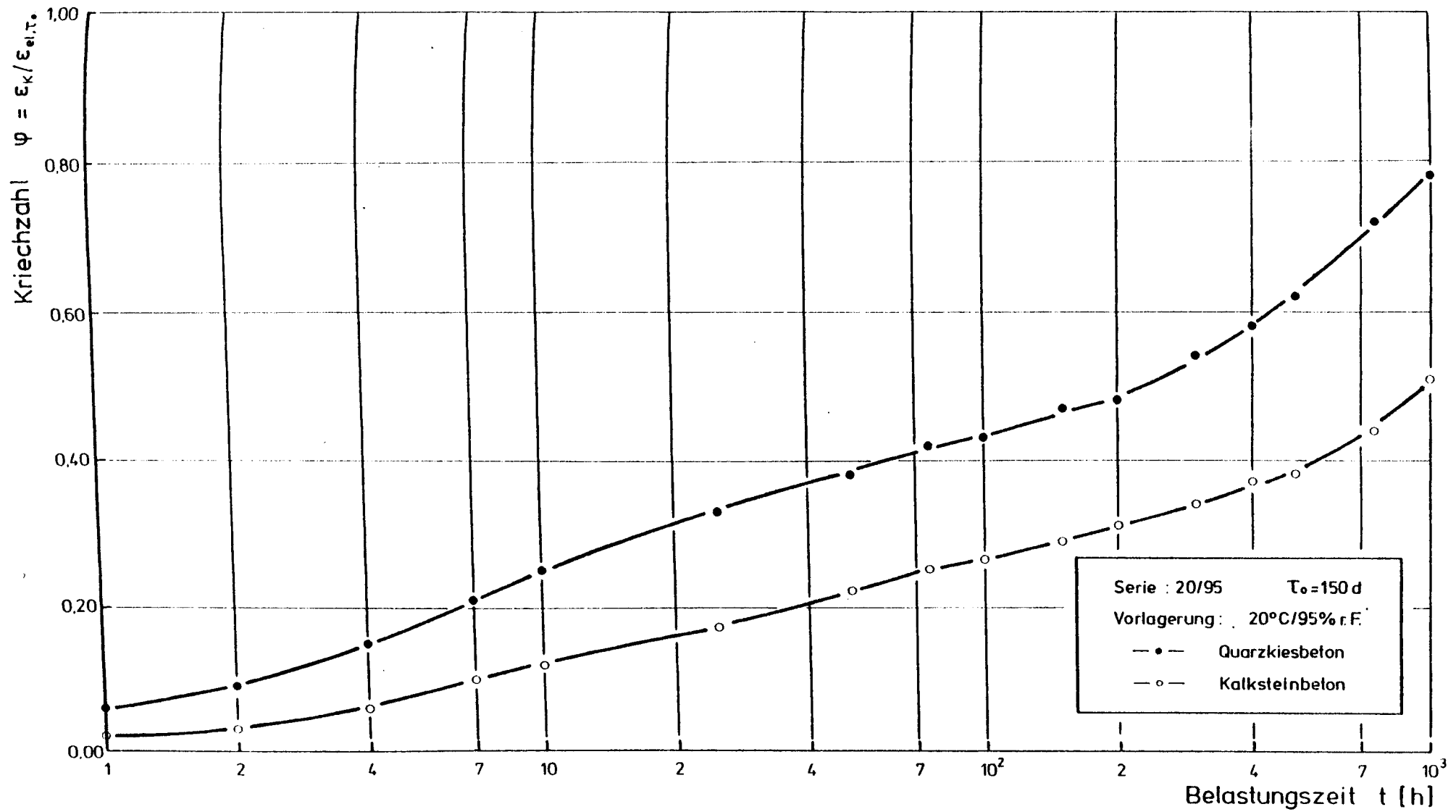


Abb. 4.2.47: Kriechzahl φ bei 20°C/95%r.F. (log. Zeitmaßstab)

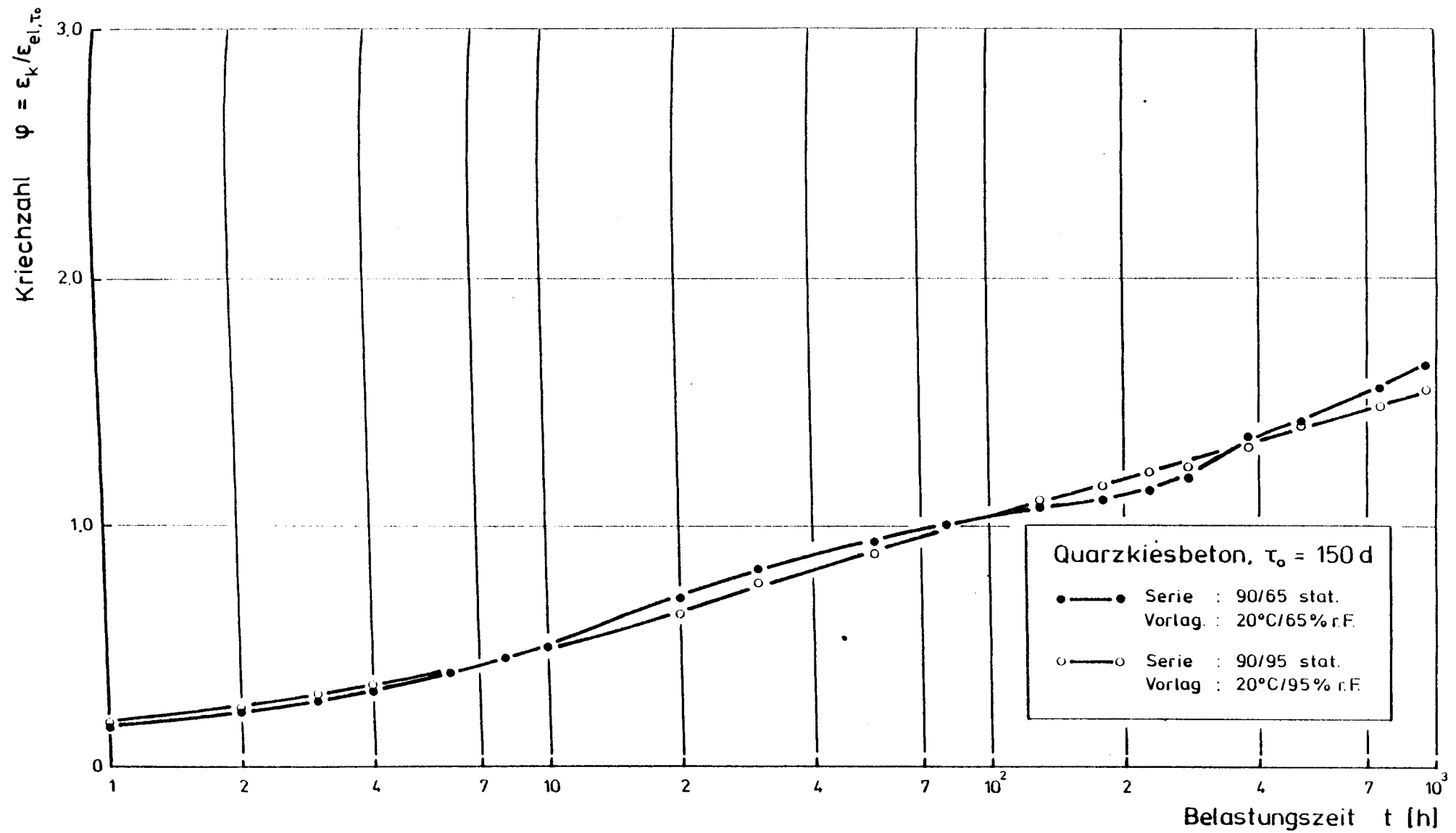


Abb. 4.2.48: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 90°C stationär (log. Zeitmaßstab)

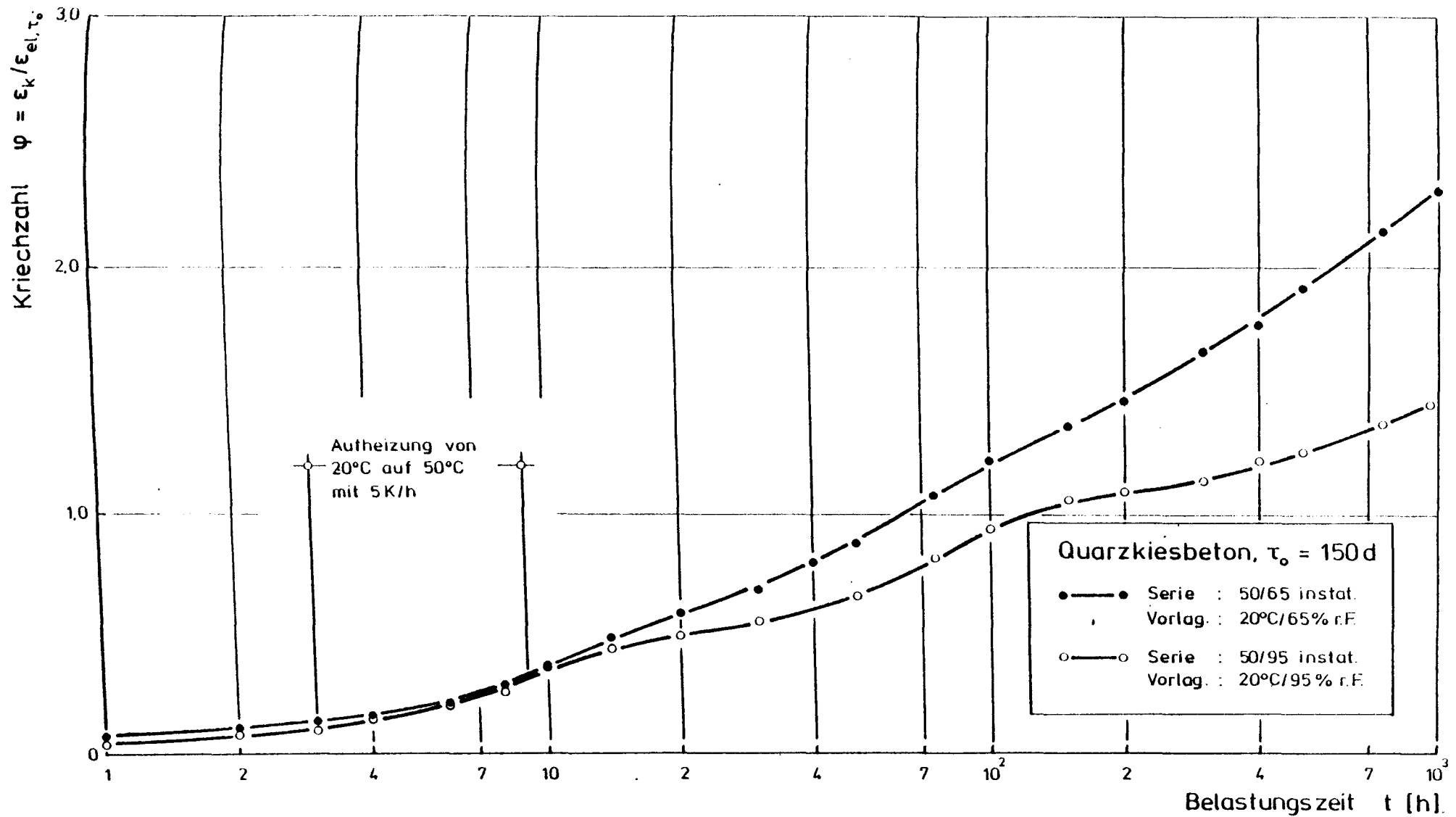


Abb. 4.2.49: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei 50°C instationär (log. Zeitmaßstab)

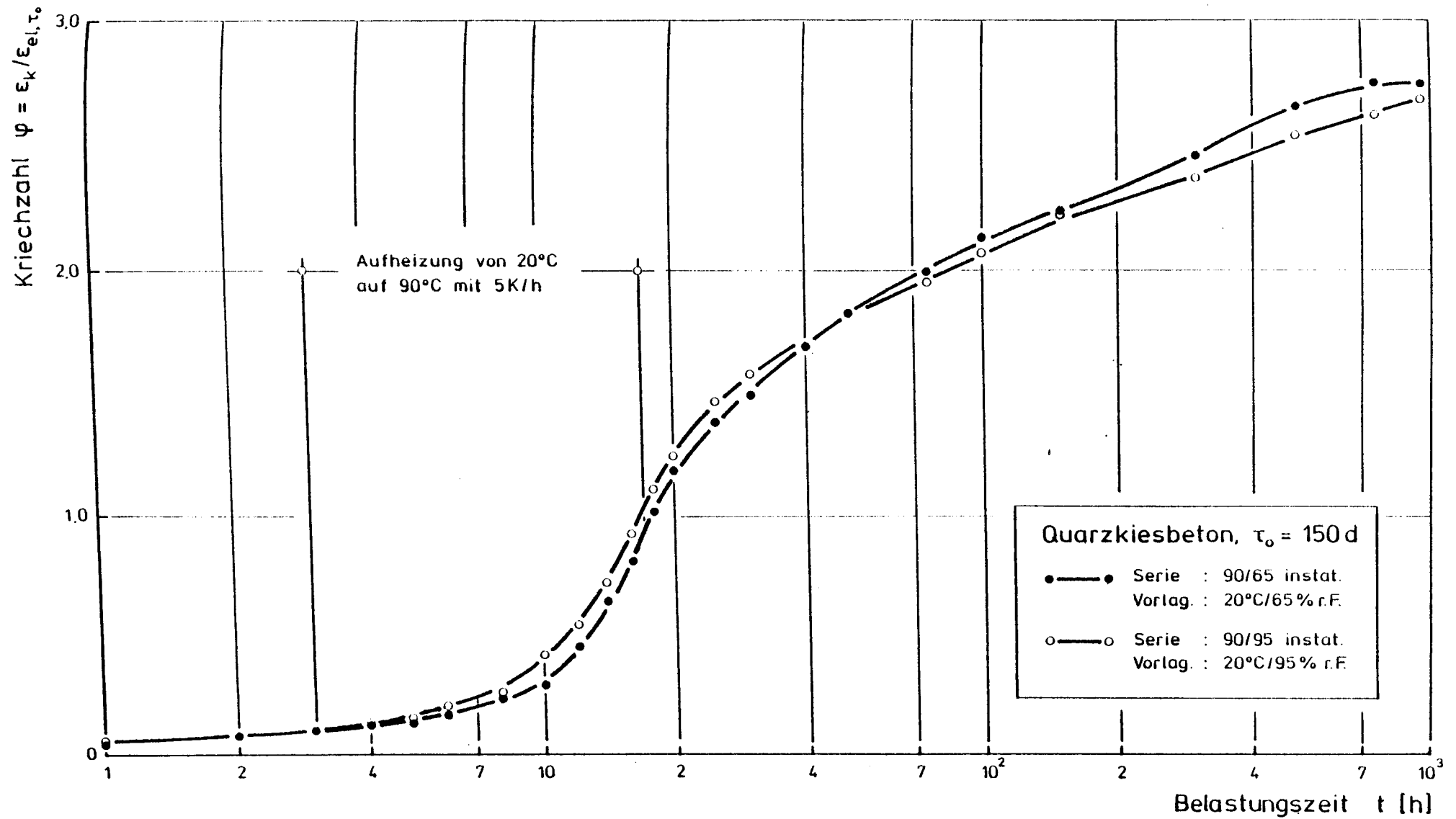


Abb. 4.2.51: Kriechzahl φ von Quarkiesbeton bei 90°C instationär (log. Zeitmaßstab)

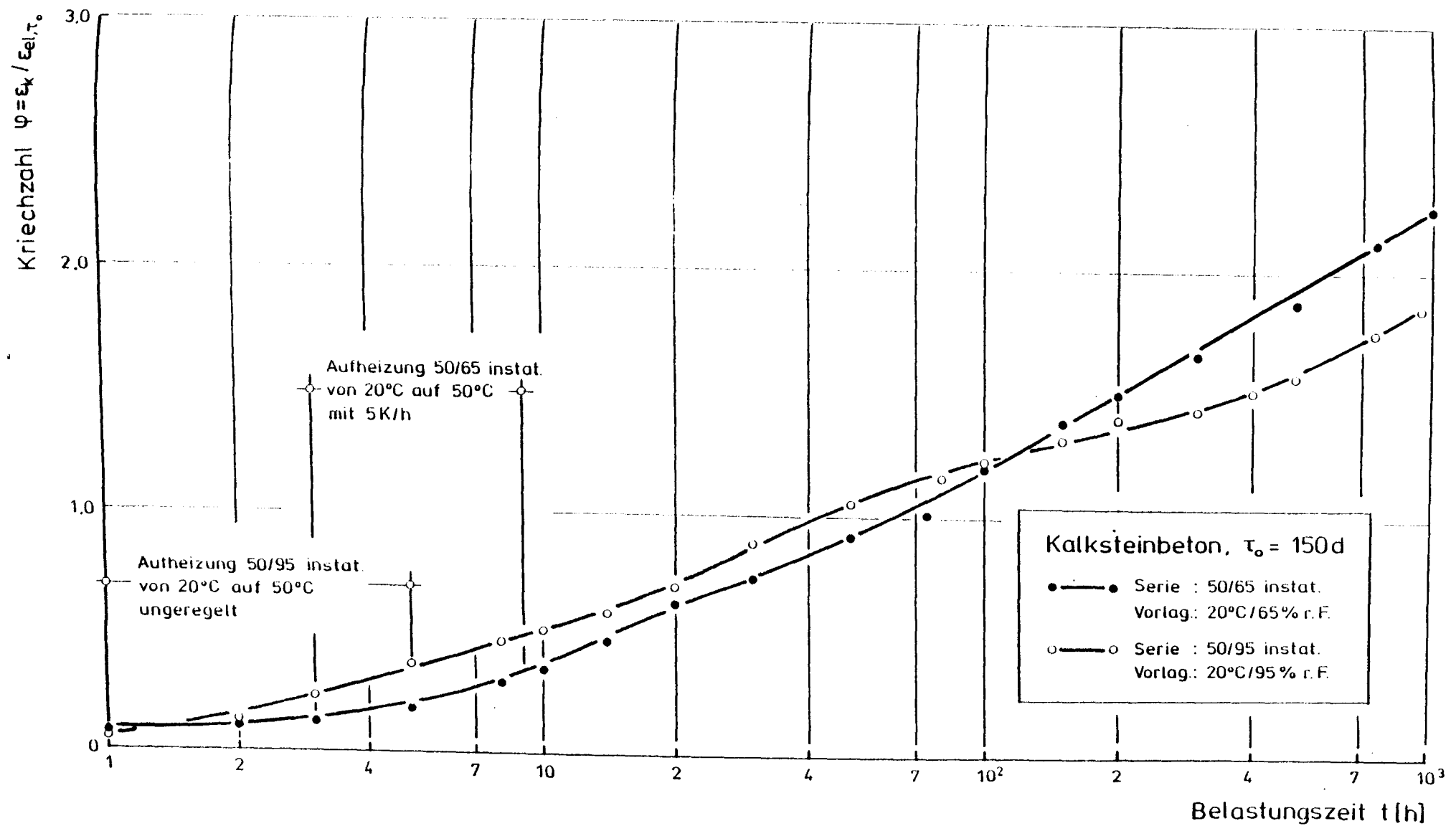


Abb. 4.2.52: Kriechzahl φ von Kalksteinbeton bei 50°C instationär (log. Zeitmaßstab)

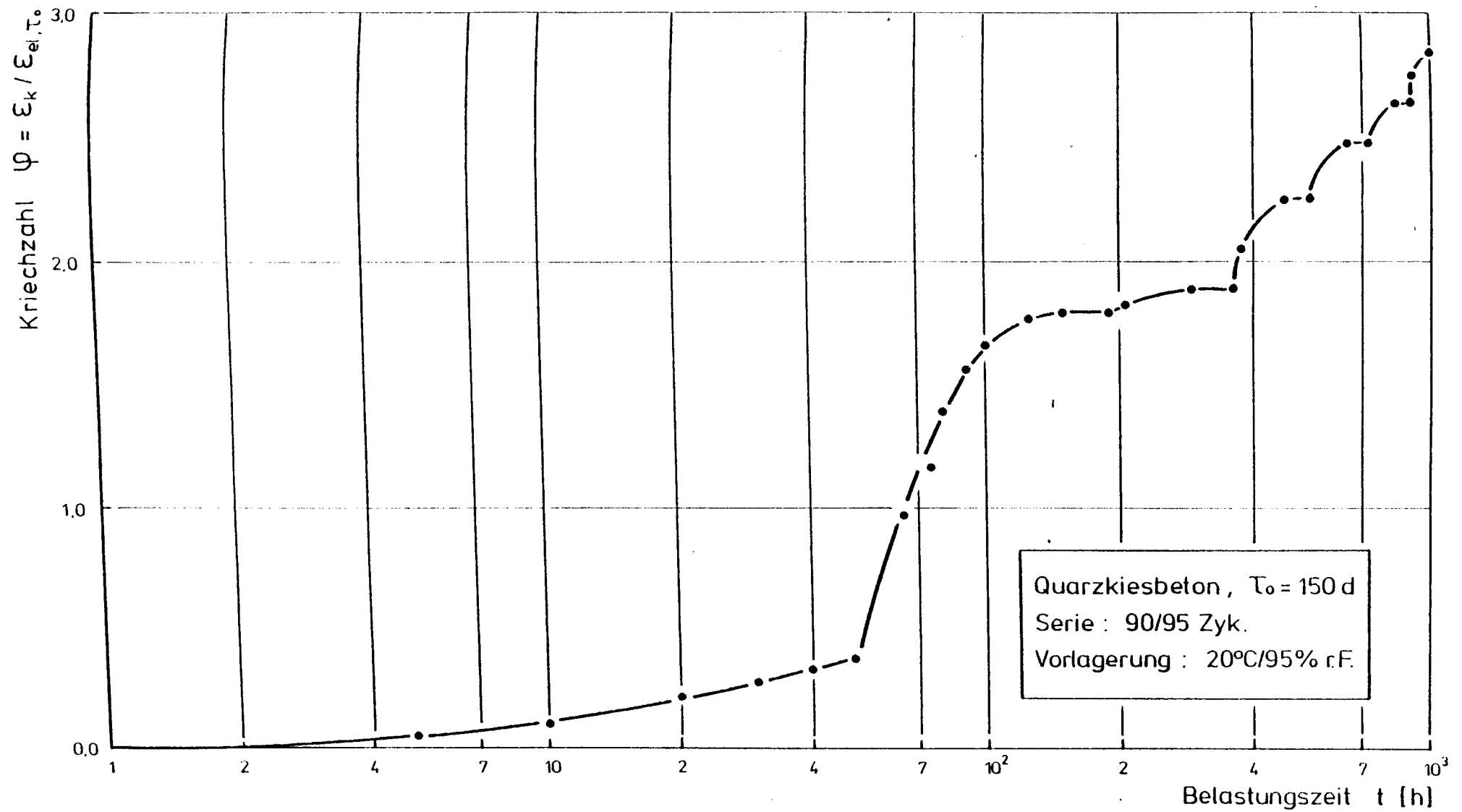


Abb. 4.2.53: Kriechzahl φ von Quarzkiesbeton bei Zyklen 90°C/95%r.F. und 20°C/95%r.F. (log. Zeitmaßstab)

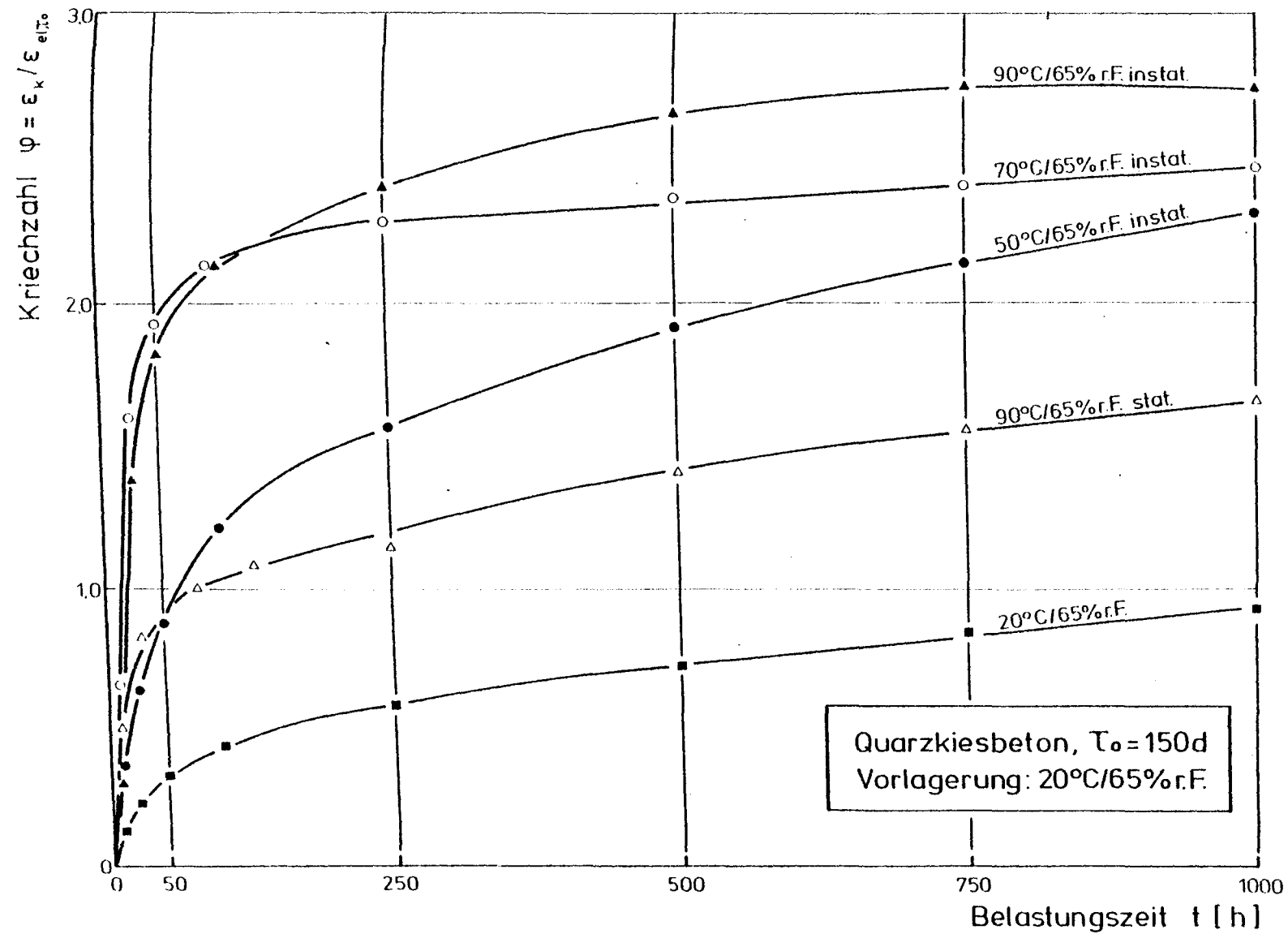


Abb. 4.2.54: Kriechzahlen φ bei erhöhter Temperatur und 65%r.F. in Abhängigkeit von der Belastungszeit

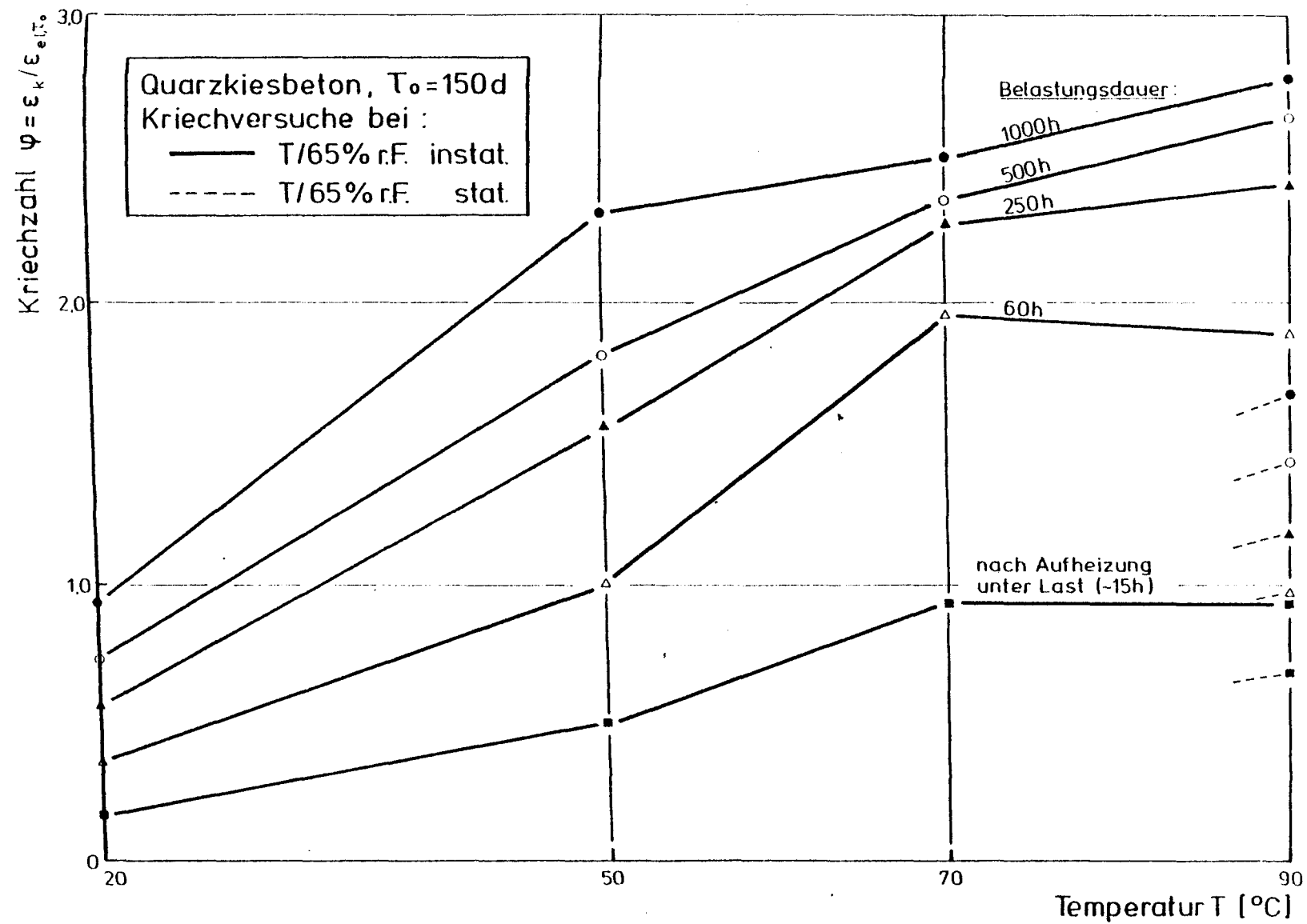


Abb. 4.2.56: Kriechzahlen φ in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe bei 65 %r.F. für unterschiedliche Belastungsdauern

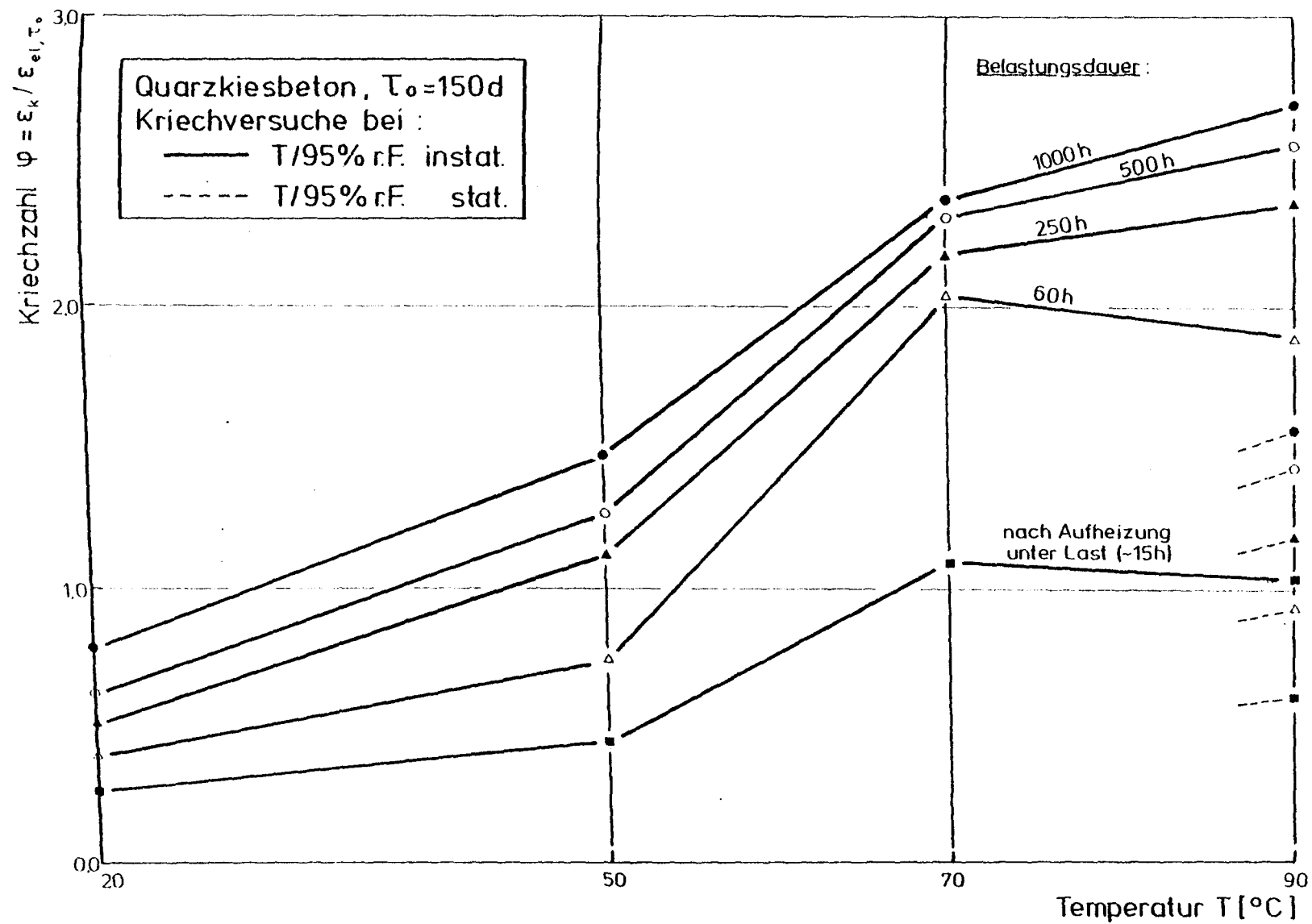


Abb. 4.2.57: Kriechzahlen φ in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe bei 95%r.F. für unterschiedliche Belastungsdauern

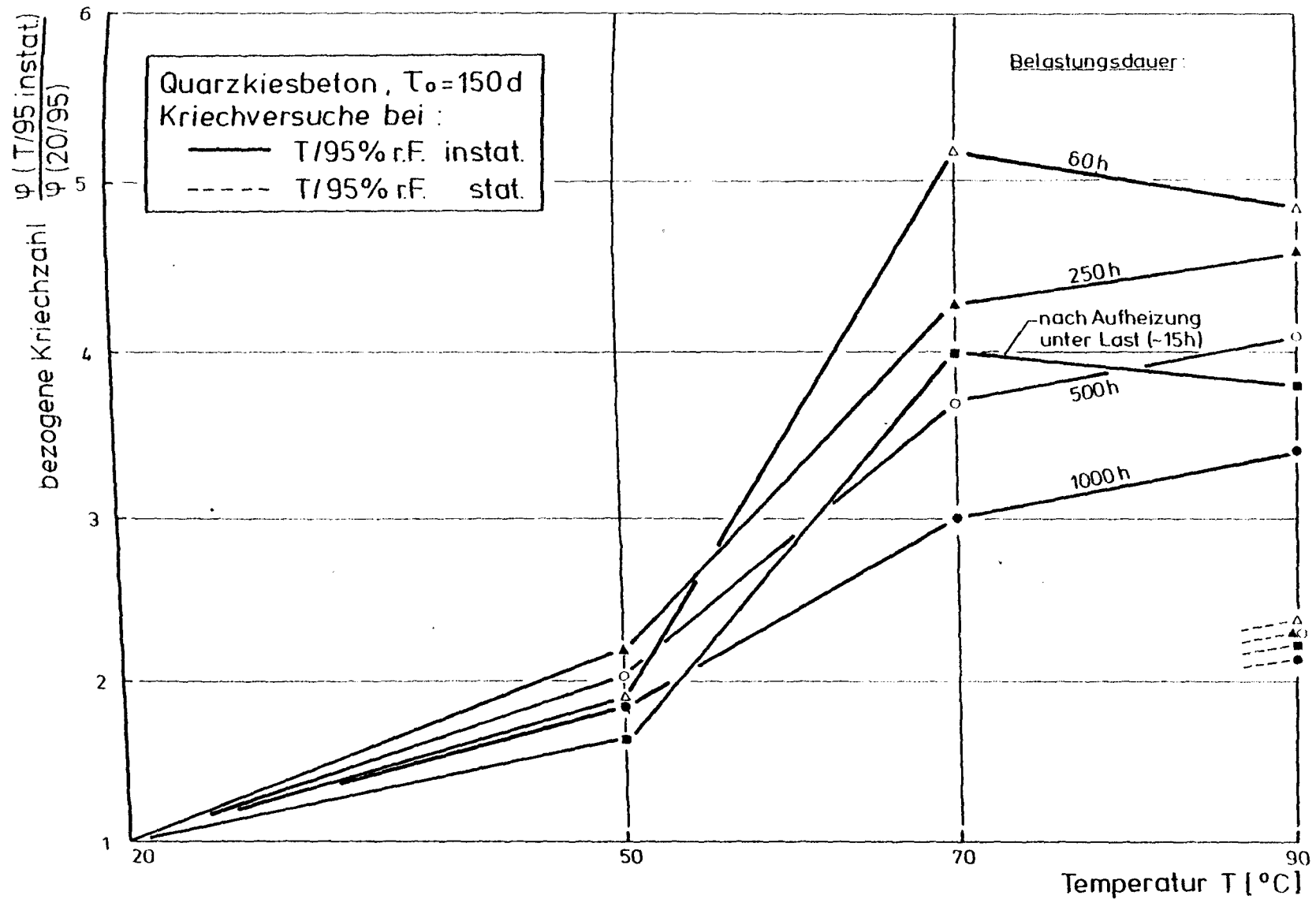


Abb. 4.2.59: Auf 20°C bezogene Kriechzahlen φ in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe bei 95%r.F. für unterschiedliche Belastungsdauern

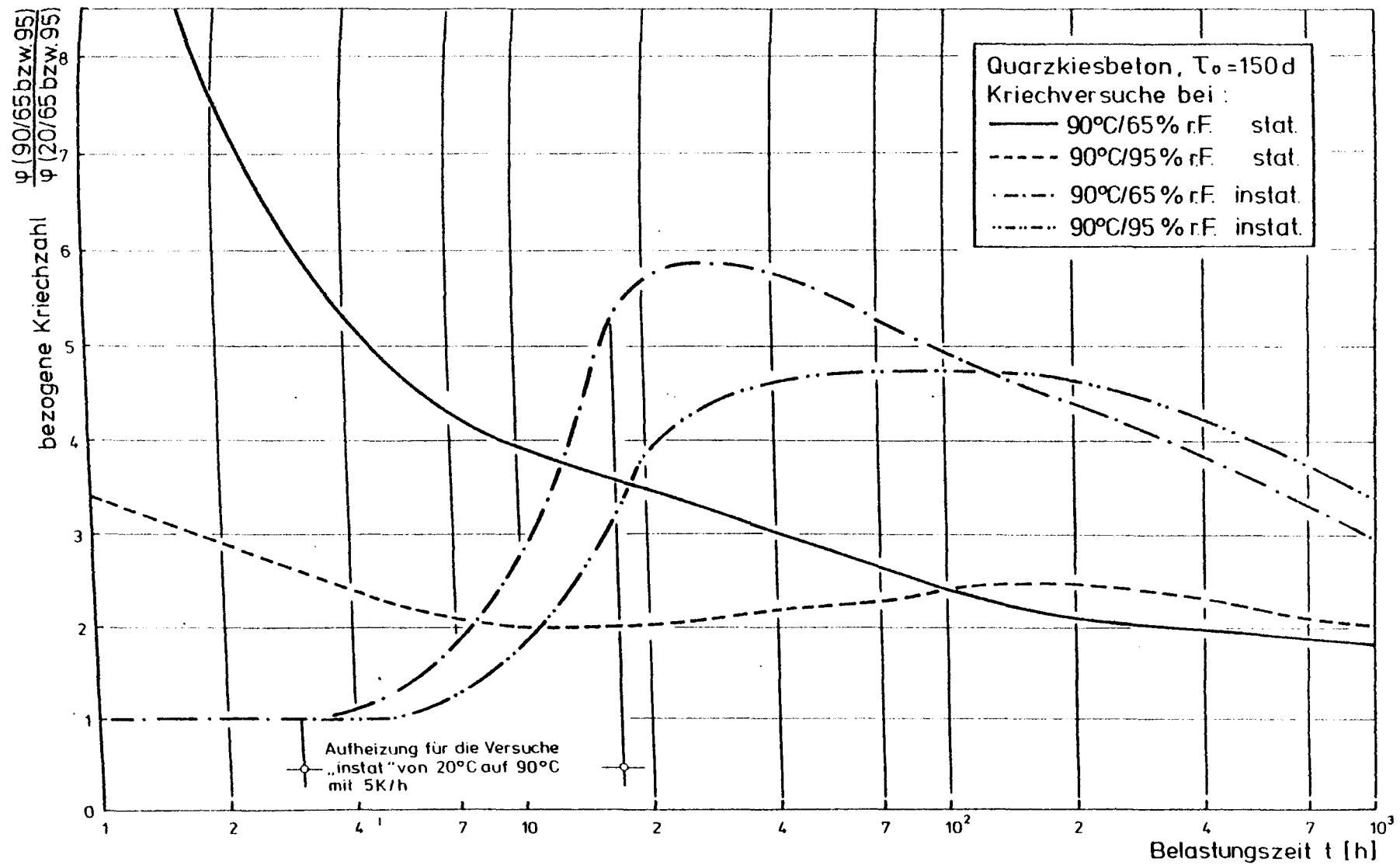


Abb. 4.2.60: Auf 20°C bezogene Kriechzahlen φ bei 90°C in Abhängigkeit von der Belastungszeit

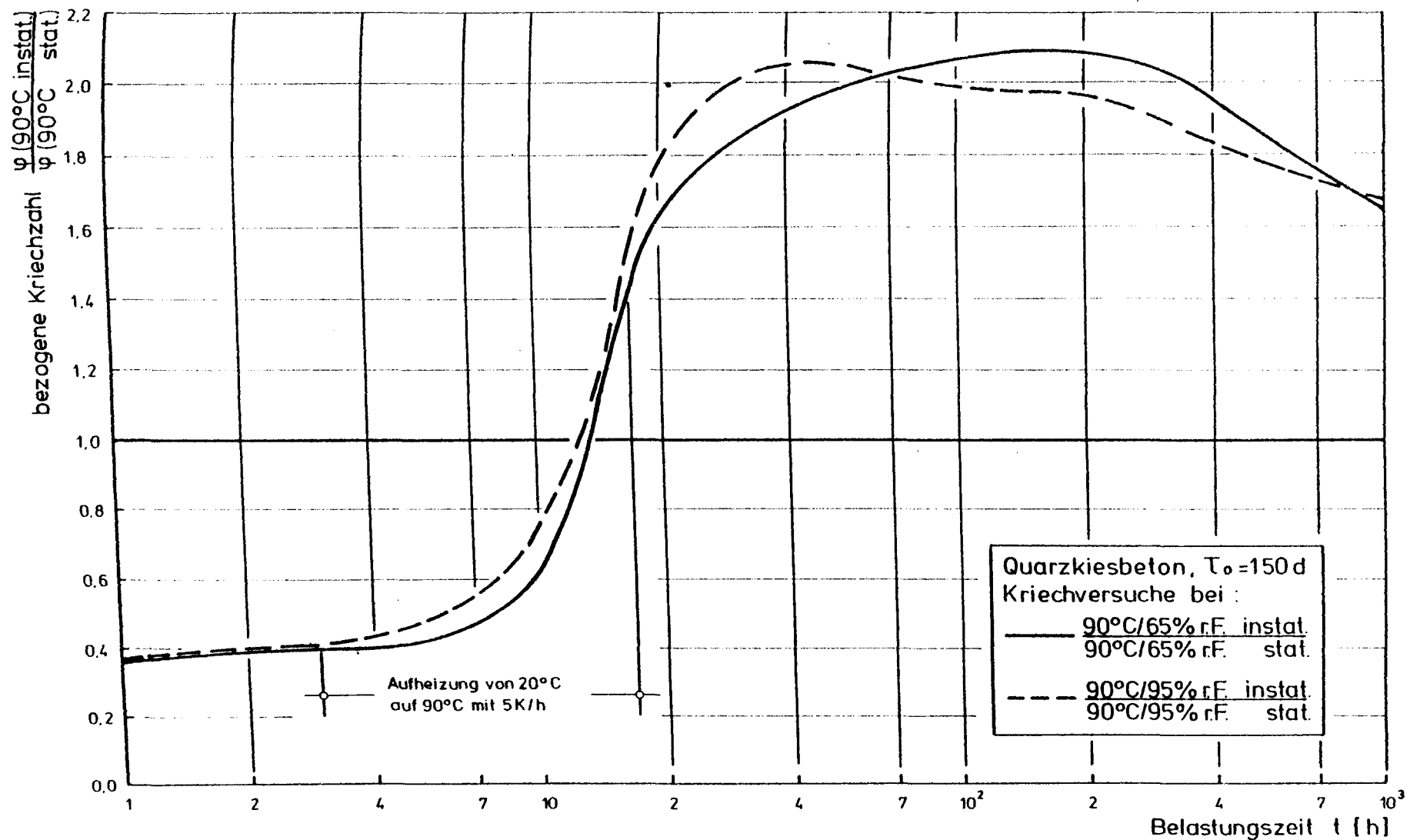


Abb. 4.2.61: Vergleiche der Kriechzahlen φ bei 90°C für den instationären und stationären TemperaturFall in Abhängigkeit von der Belastungszeit

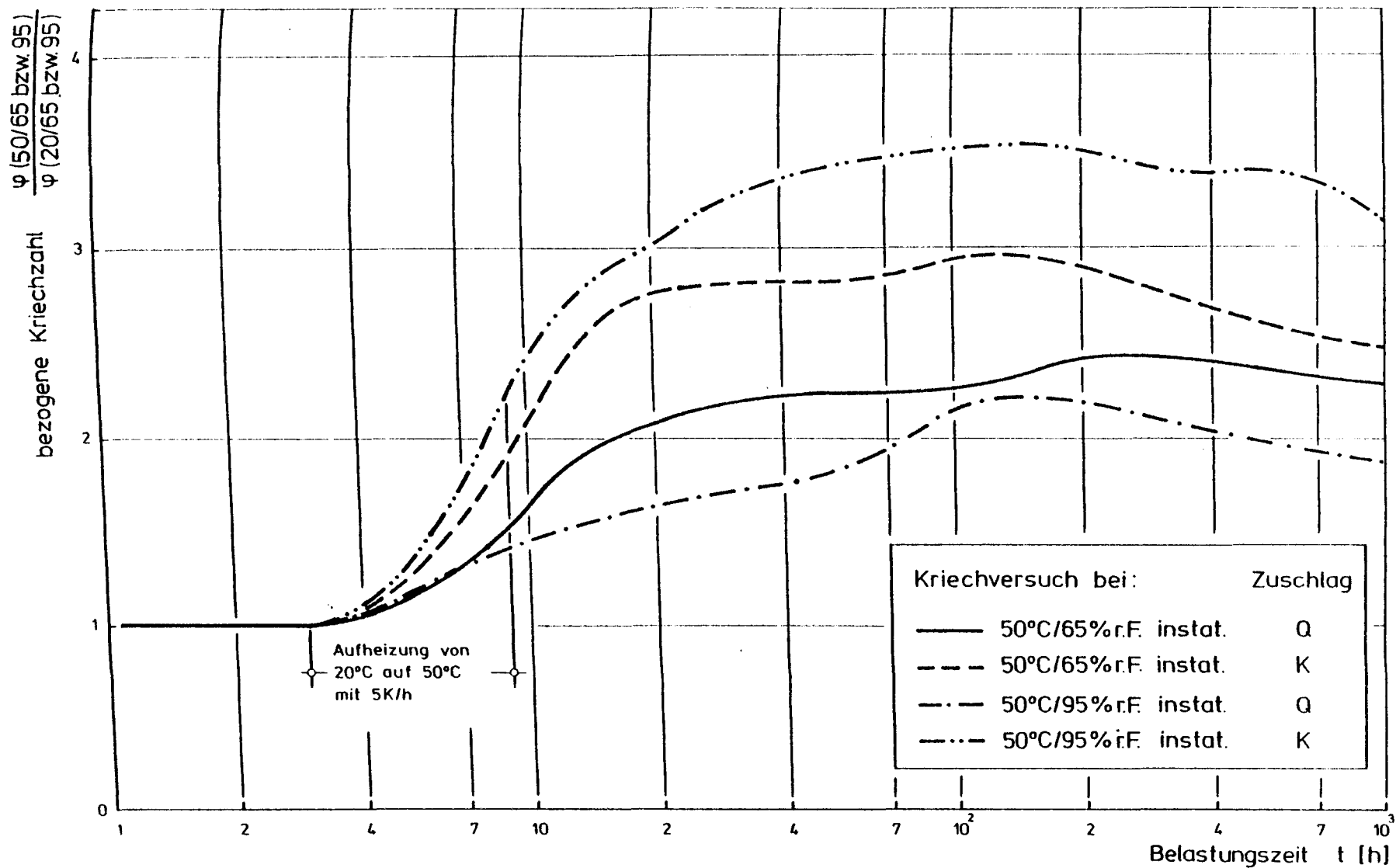


Abb. 4.2.62: Auf 20°C bezogene Kriechzahl φ bei 50°C für Quarzkies- und Kalksteinbeton in Abhängigkeit von der Belastungszeit

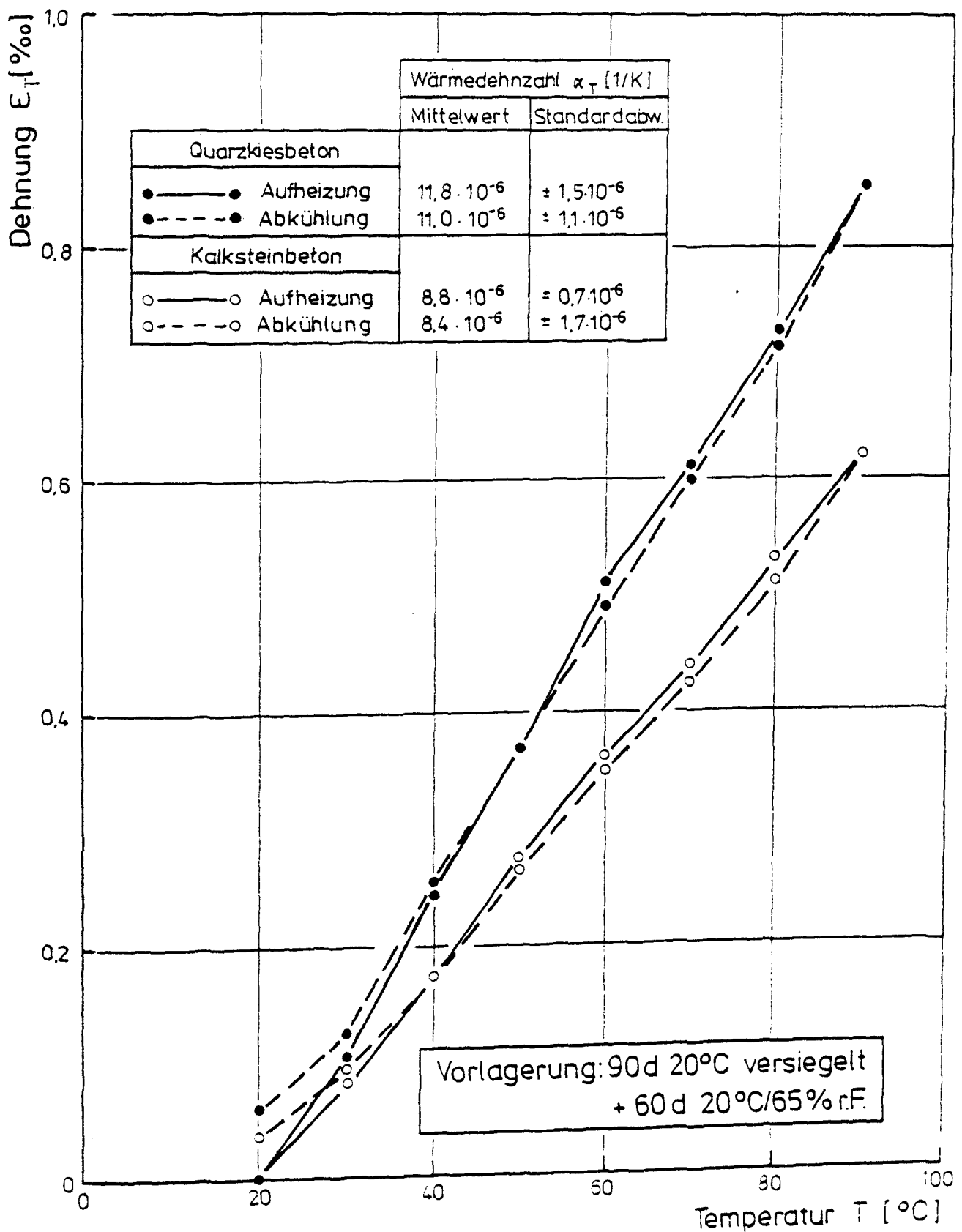


Abb. 4.3.1: Temperaturdehnung von Beton bei Aufheizung und Abkühlung (Vorlagerung: 20°C/65% r.F.)

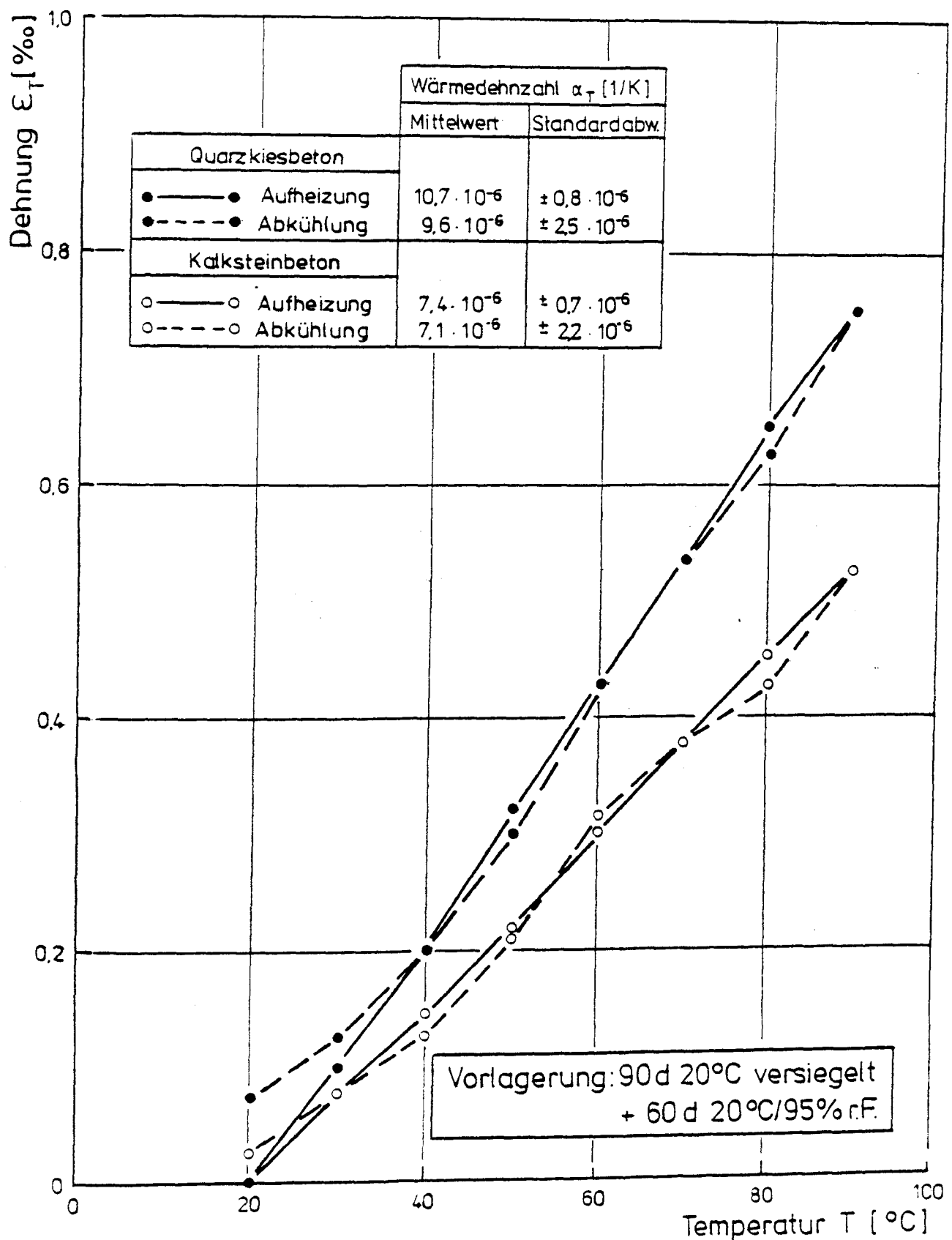


Abb. 4.3.2: Temperaturdehnung von Beton bei Aufheizung und Abkühlung (Vorlagerung: 20°C/95%r.F.)

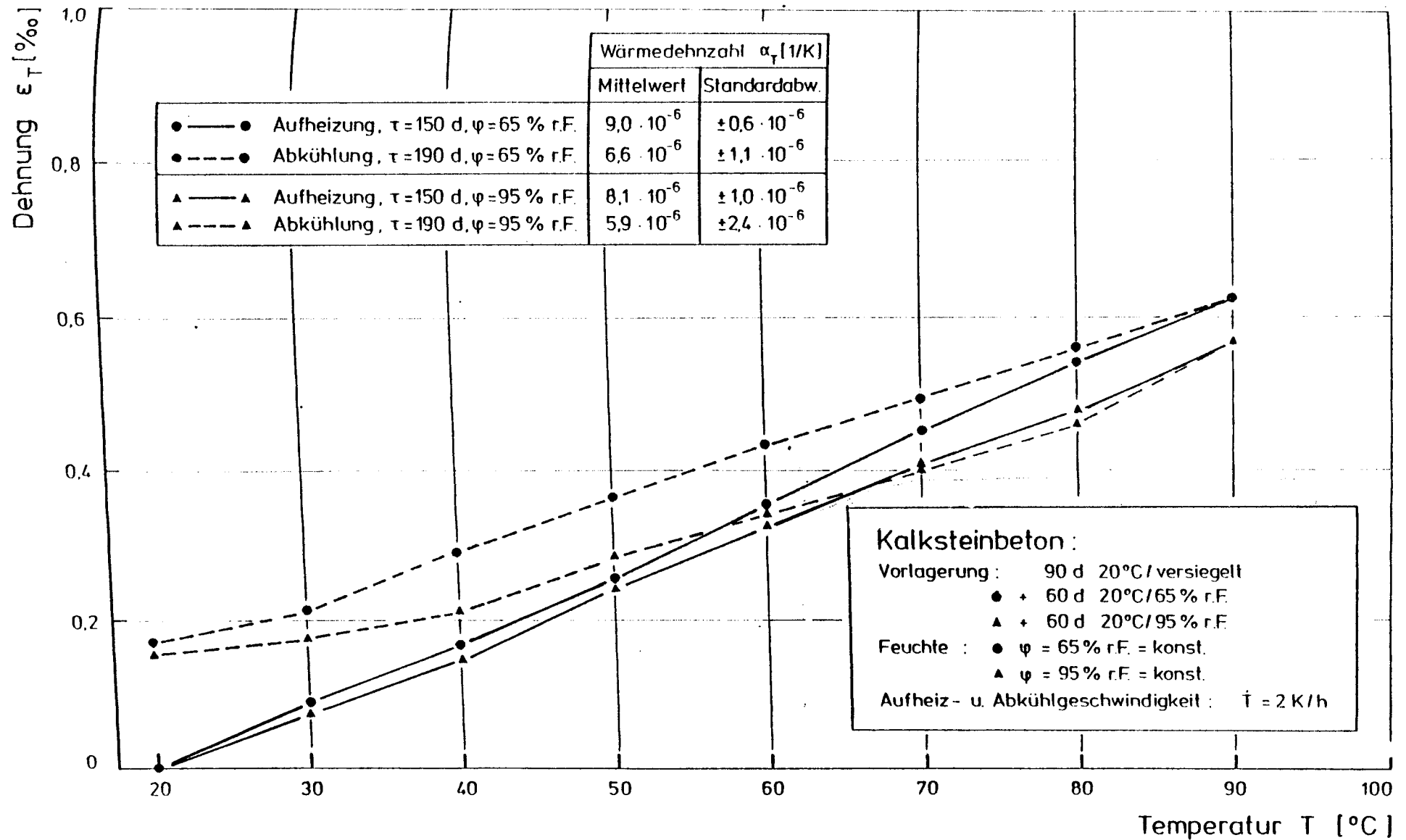


Abb. 4.3.5: Einfluß der Temperaturhaltezeit auf die thermische Dehnung von Kalksteinbeton

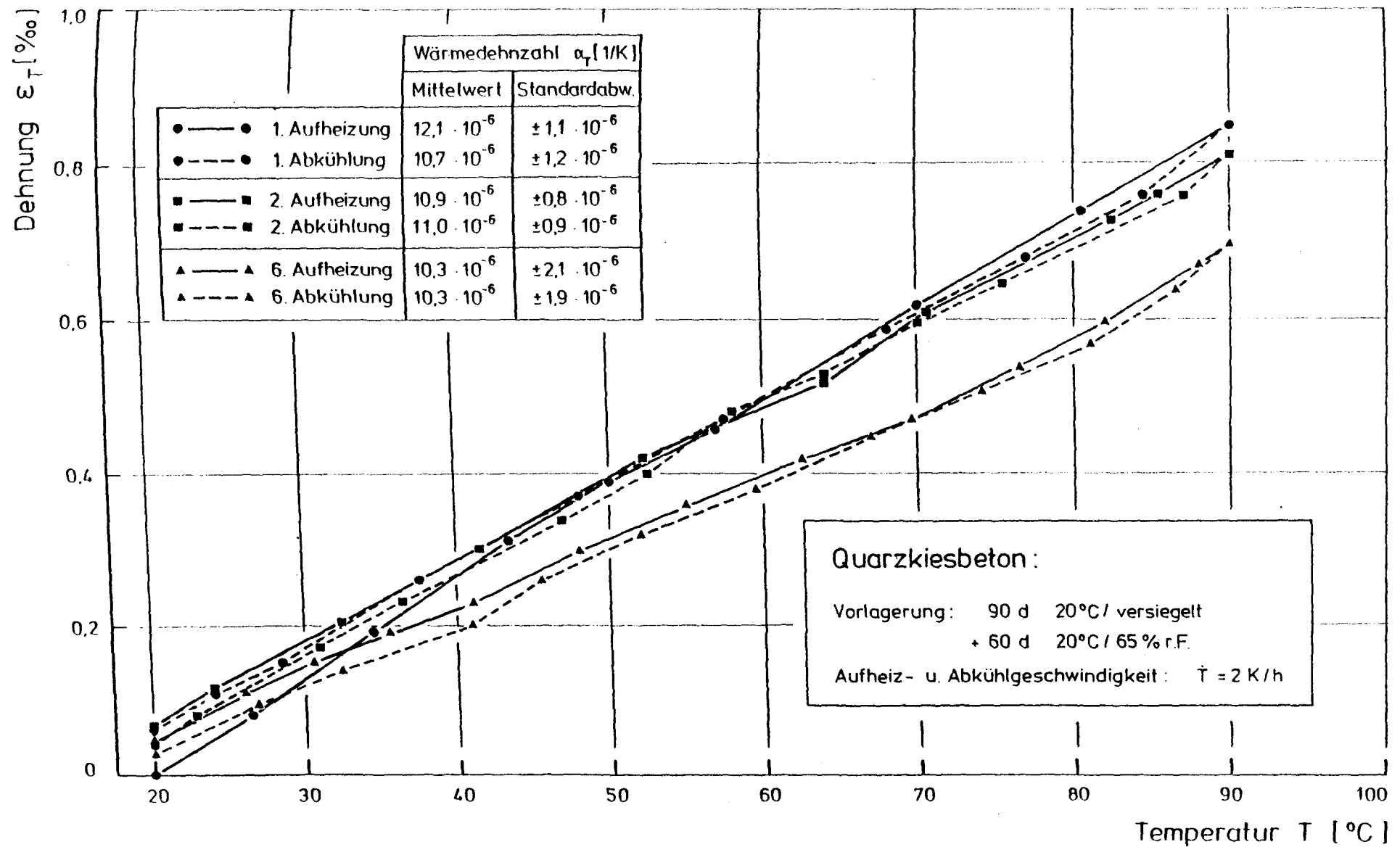


Abb. 4.3.6: Einfluß zyklischer Temperierung auf die thermische Dehnung von Quarzkiesbeton

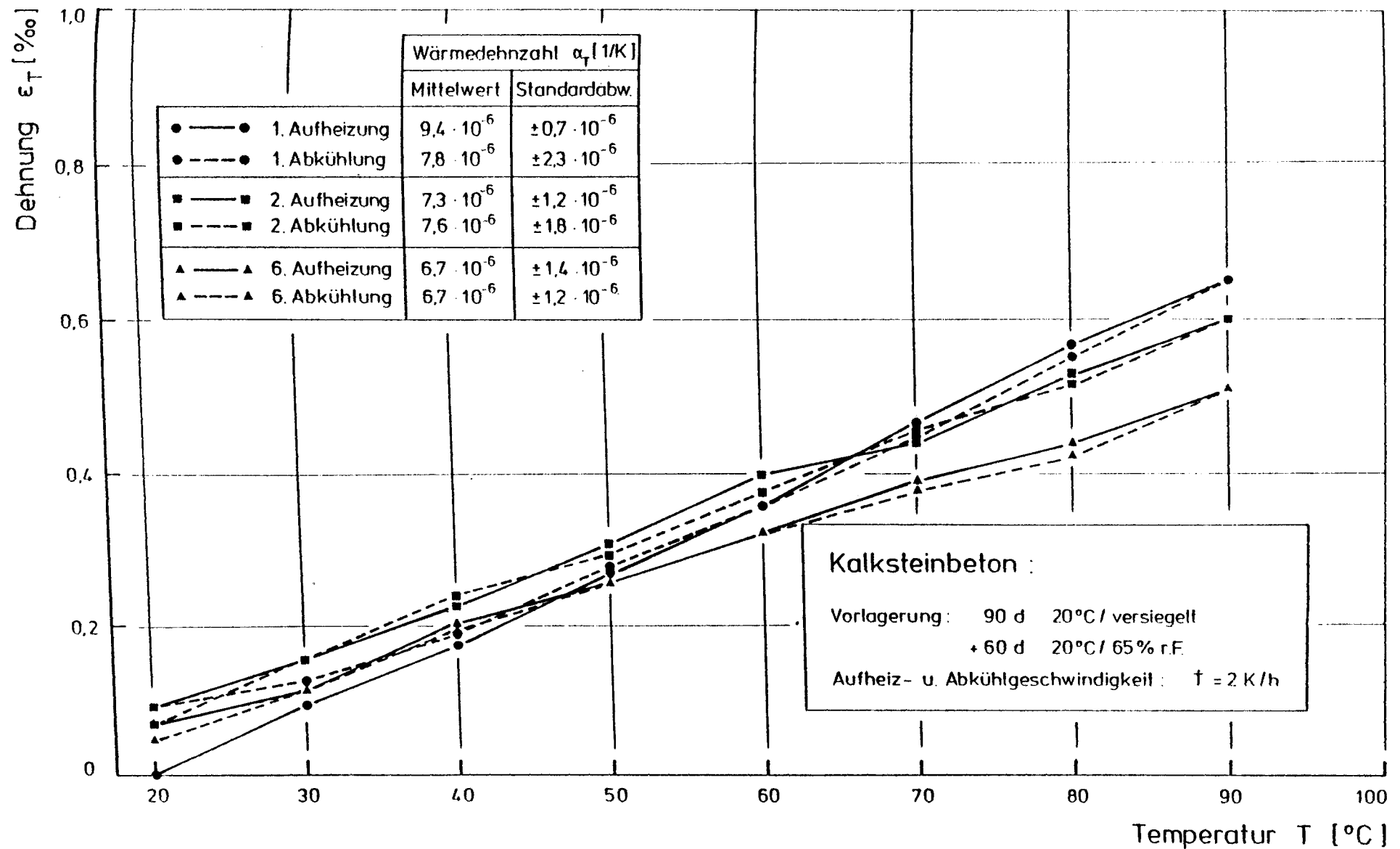


Abb. 4.3.7: Einfluß zyklischer Temperierung auf die thermische Dehnung von Kalksteinbeton

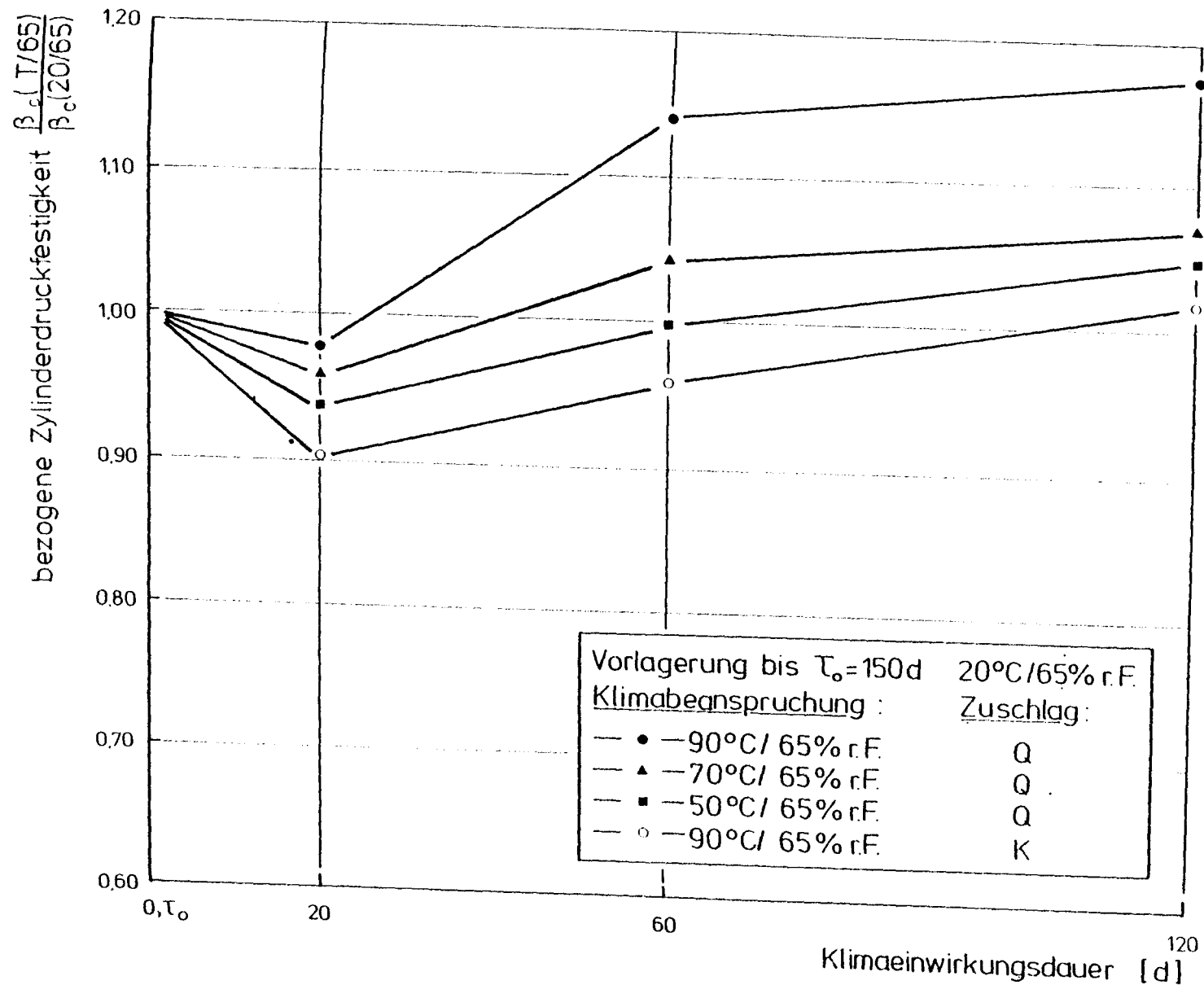


Abb. 4.4.1: Zylinderdruckfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

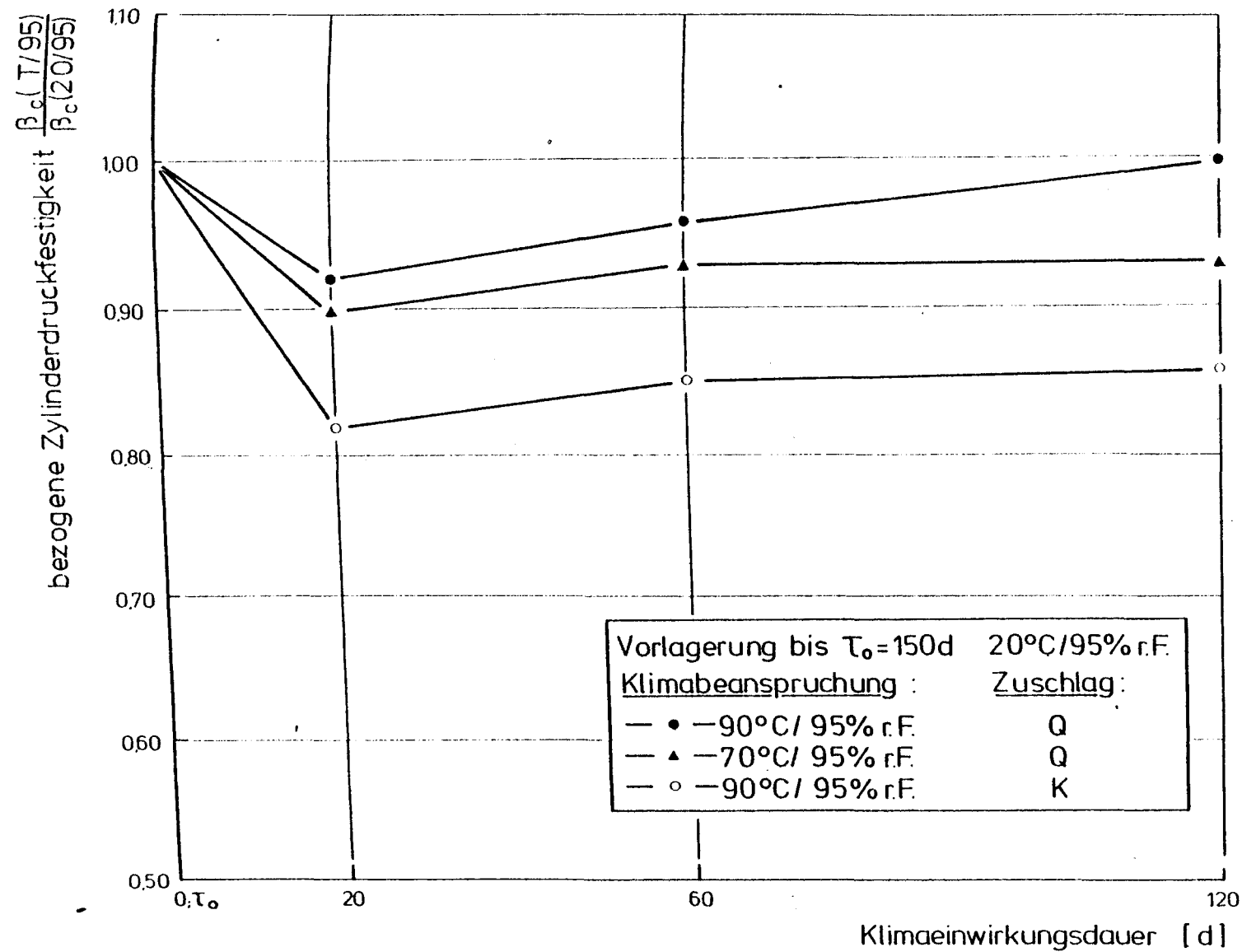


Abb. 4.4.2: Zylinderdruckfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/95%r.F.)

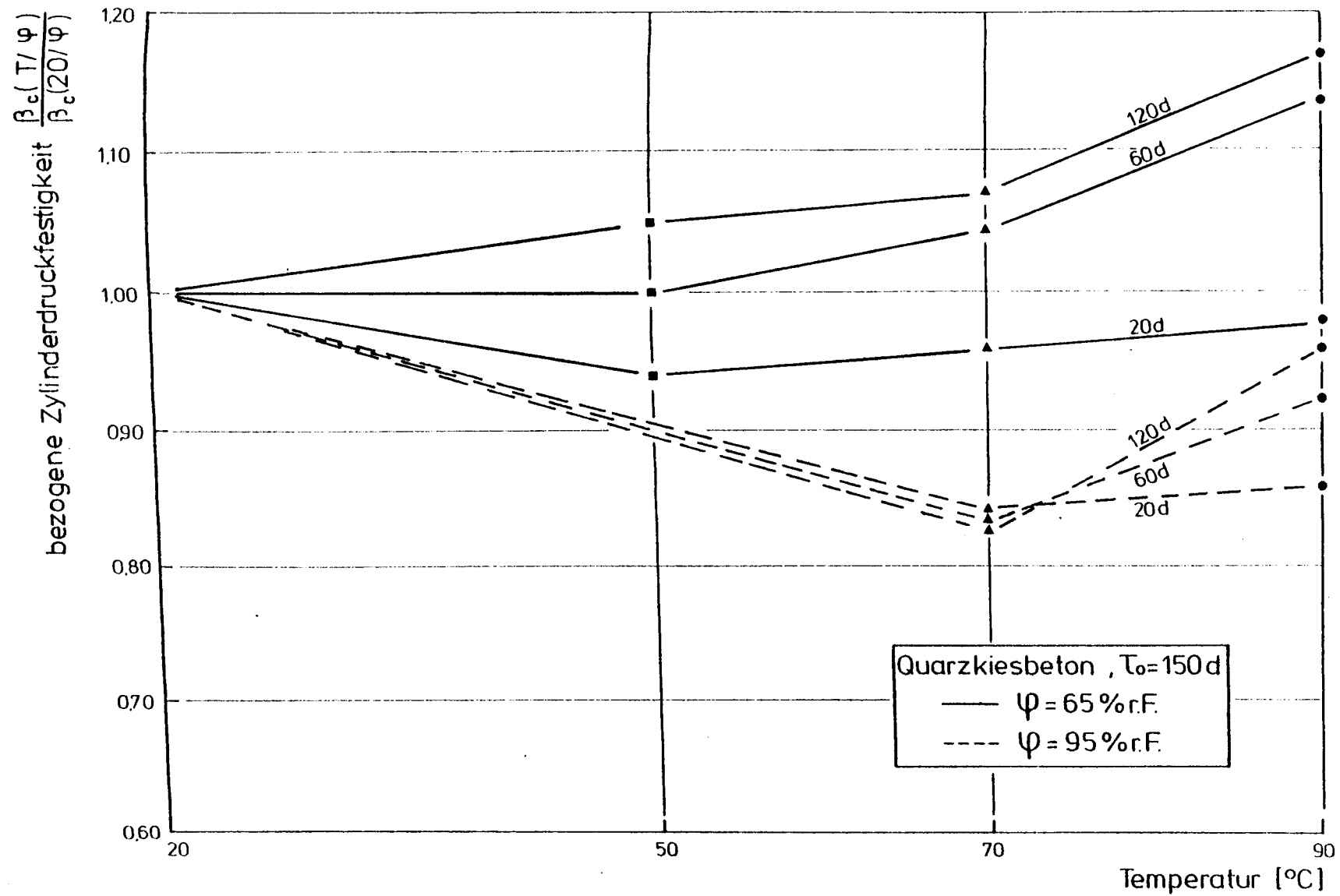


Abb. 4.4.3: Zylinderdruckfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe für unterschiedliche Klimaeinwirkungsdauern

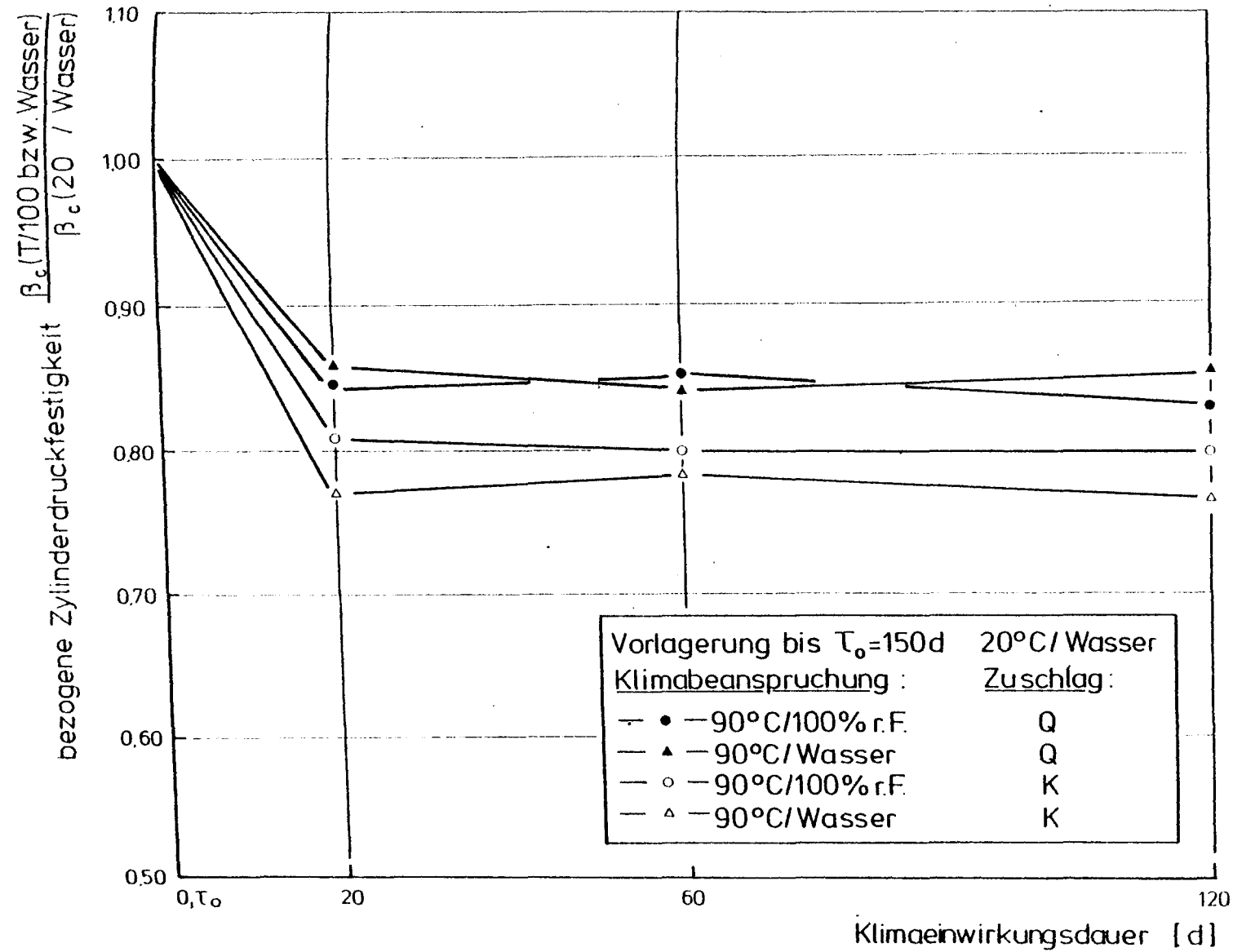


Abb. 4.4.4: Zylinderdruckfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/Wasser)

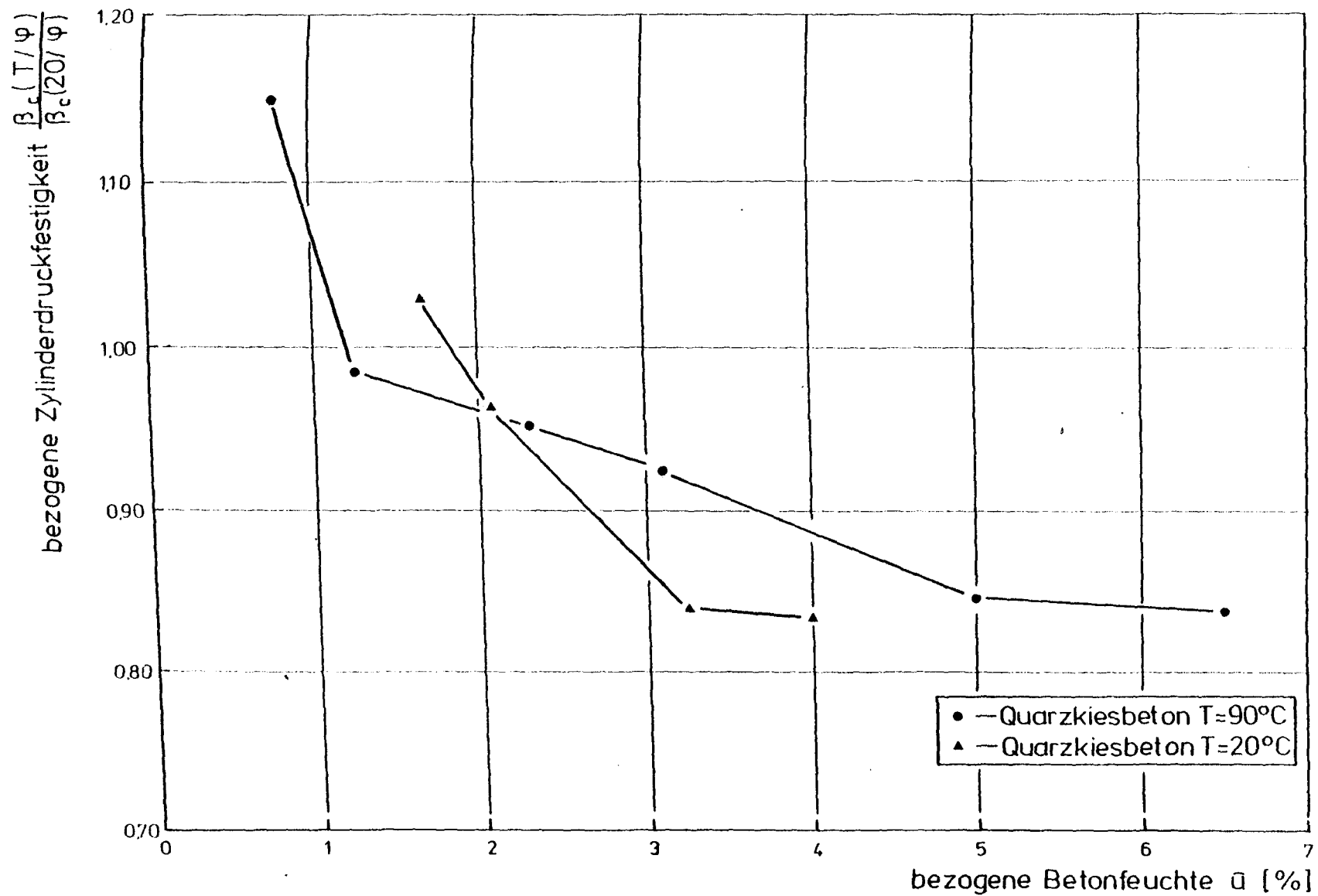


Abb. 4.4.5: Zylinderdruckfestigkeit von Quarzkiesbeton nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Betonfeuchte

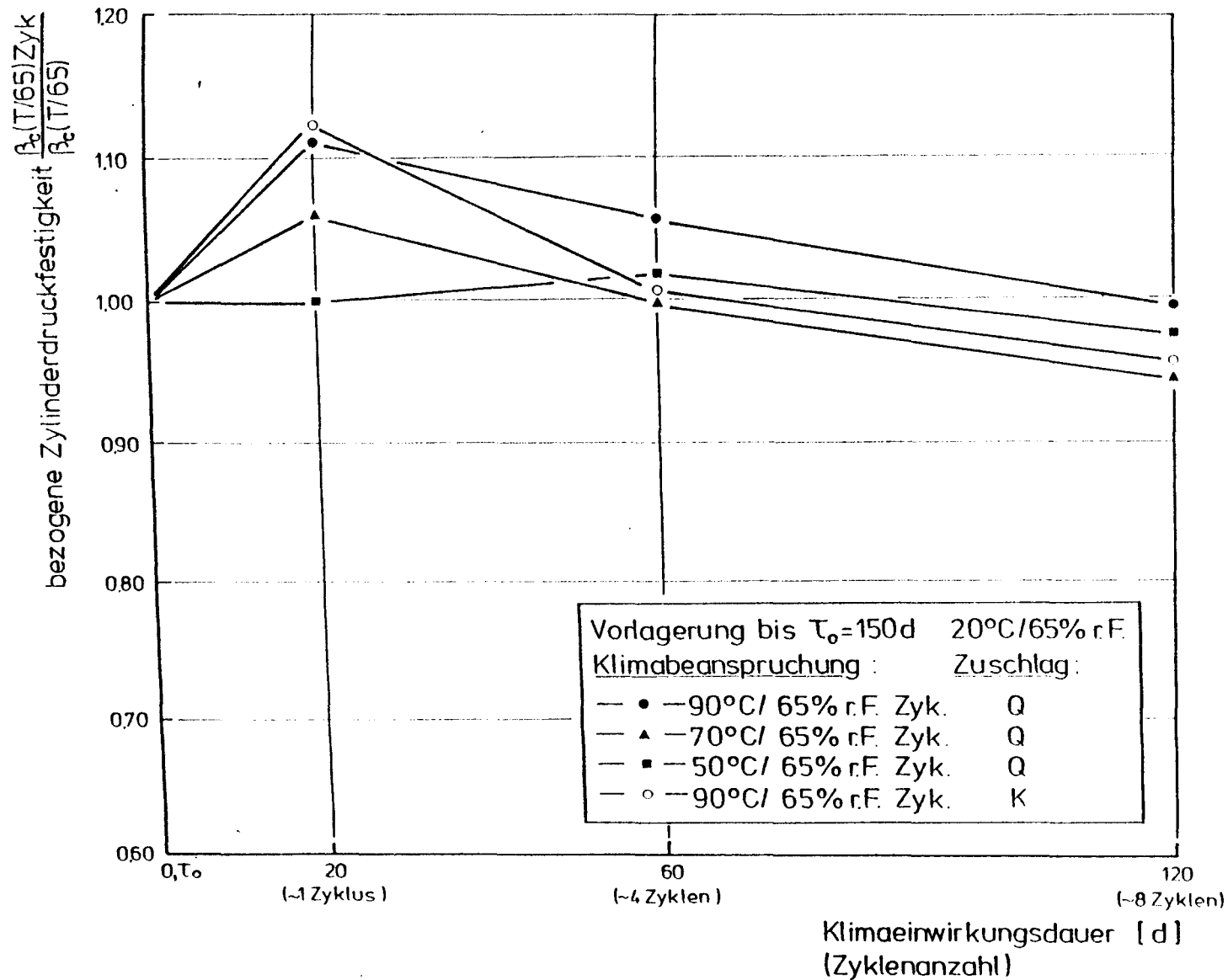


Abb. 4.4.6: Zylinderdruckfestigkeit nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf die stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklusanzahl (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

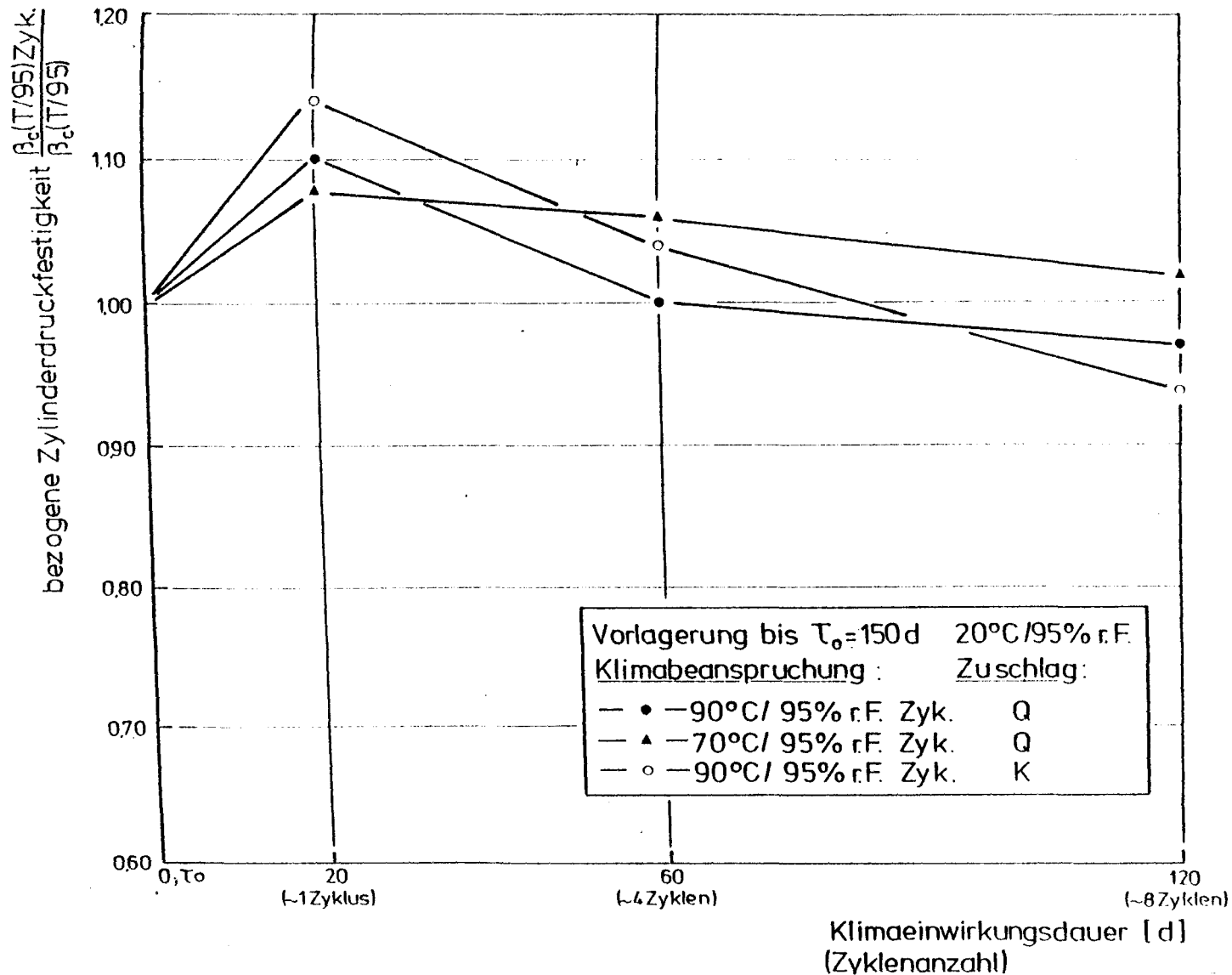


Abb. 4.4.7: Zylinderdruckfestigkeit nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf die stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl (Vorlagerung: 20°C/95%r.F.)

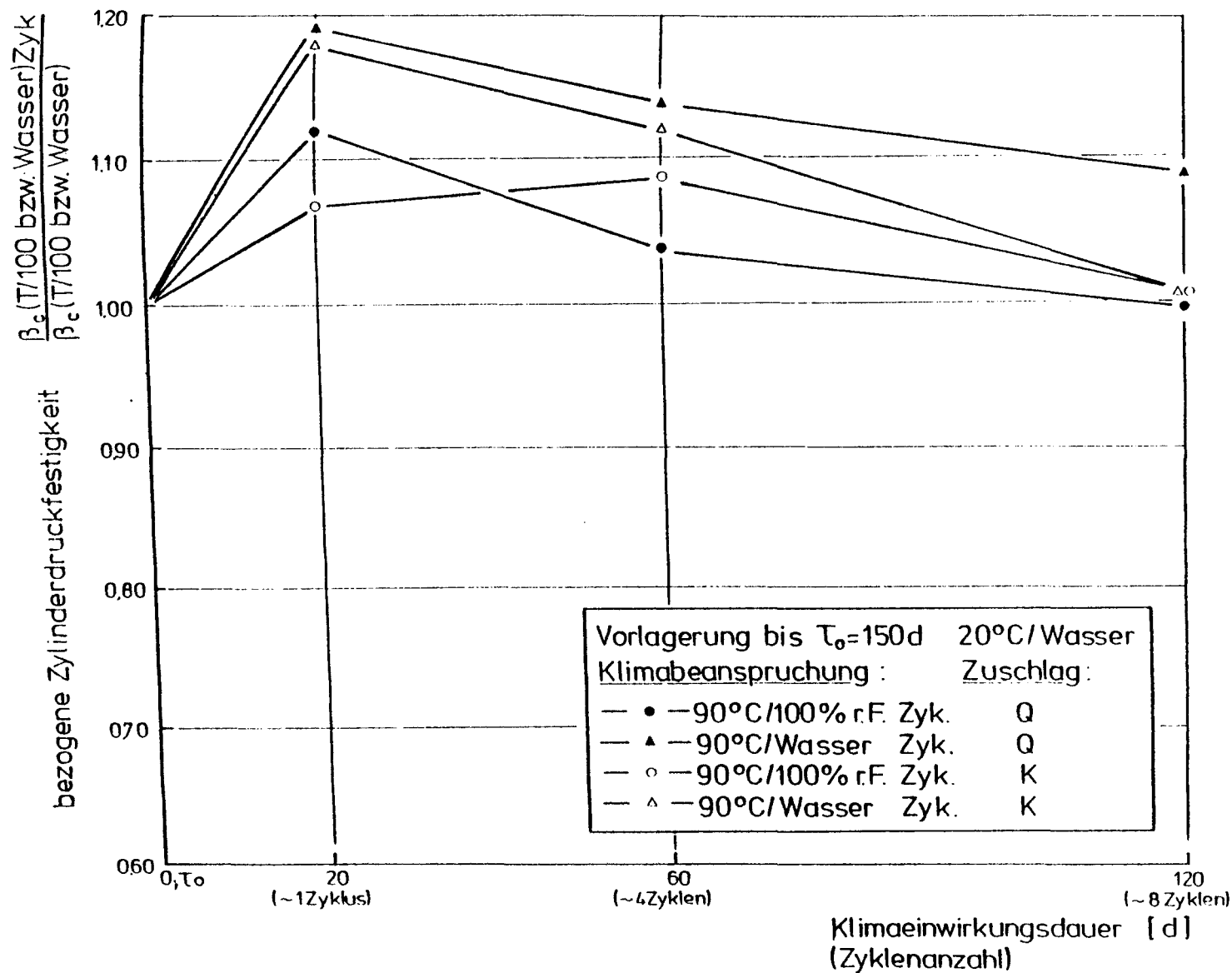


Abb. 4.4.8: Zylinderdruckfestigkeit nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf die stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklusanzahl (Vorlagerung: 20°C/Wasser)

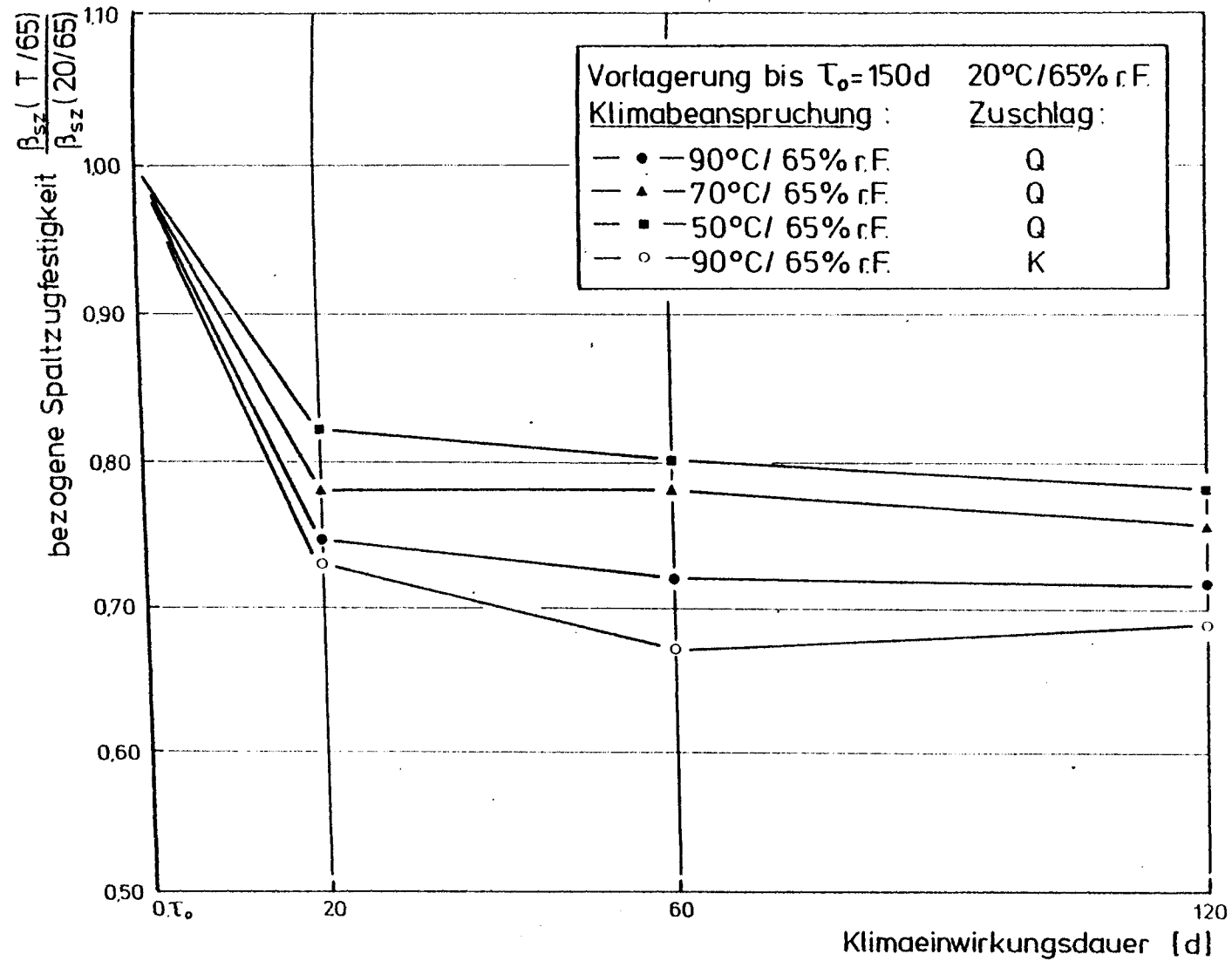


Abb. 4.4.9: Spaltzugfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

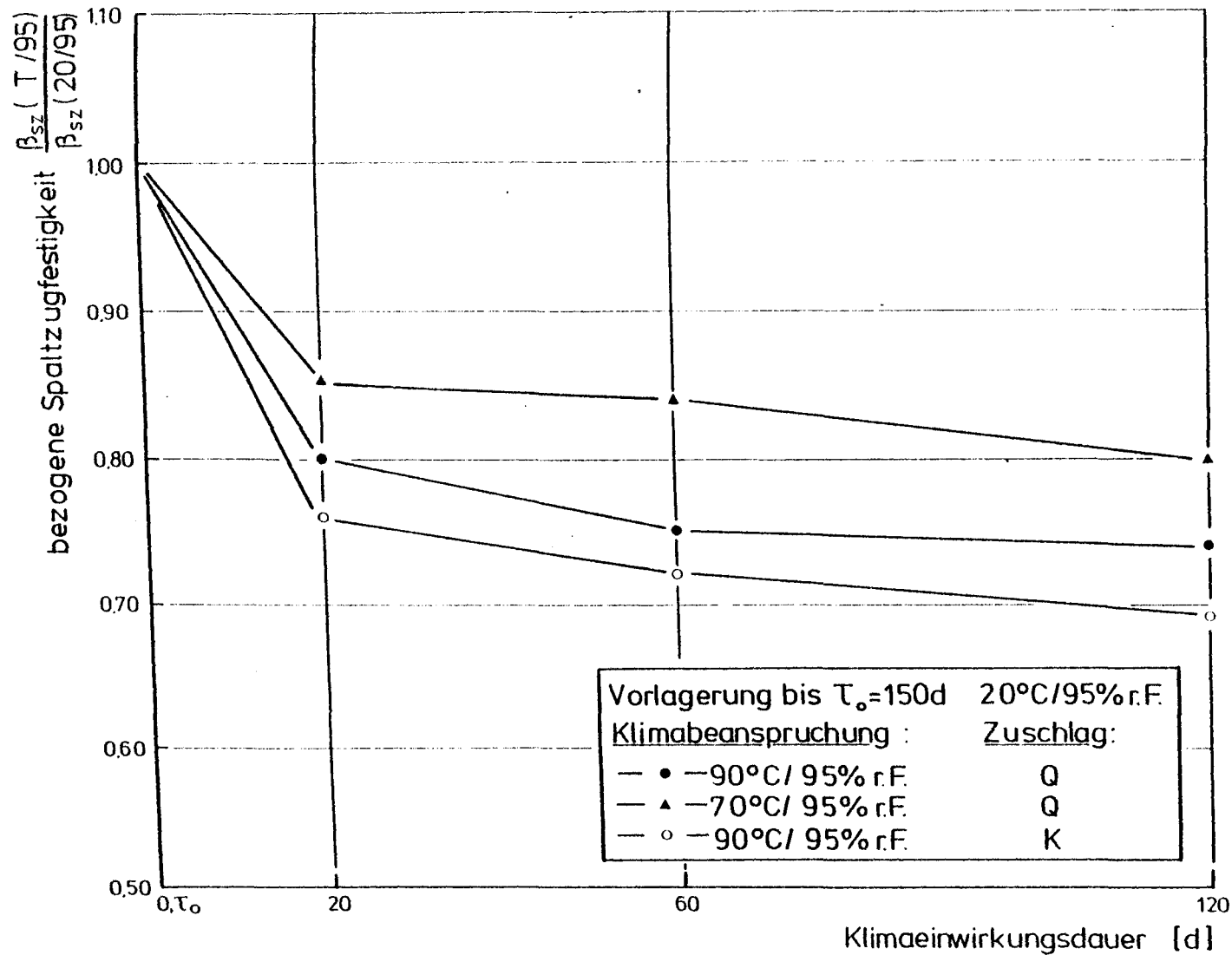


Abb. 4.4.10: Spaltzugfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/95%r.F.)

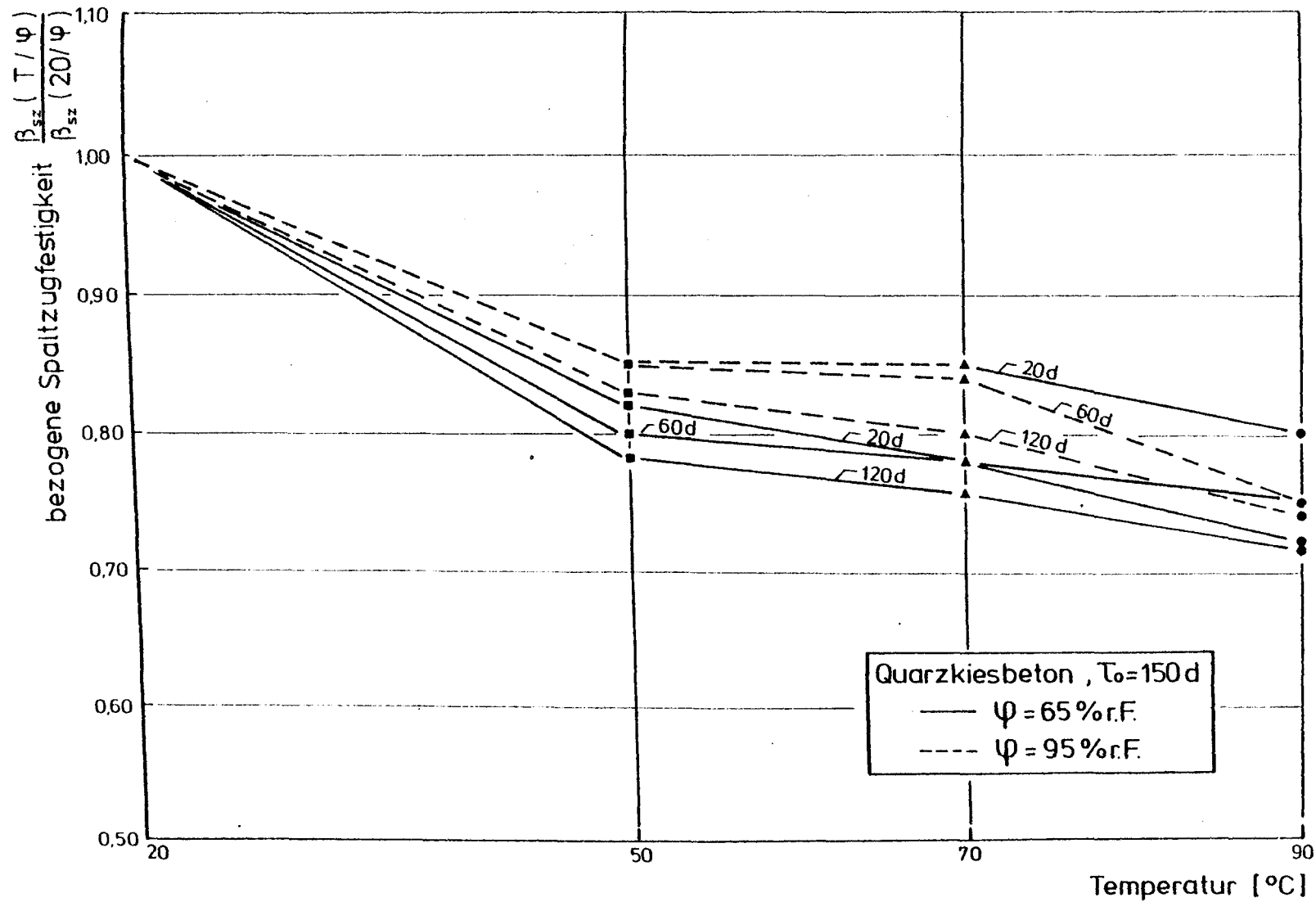


Abb. 4.4.11: Spaltzugfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe für unterschiedliche Klimaeinwirkungsdauern

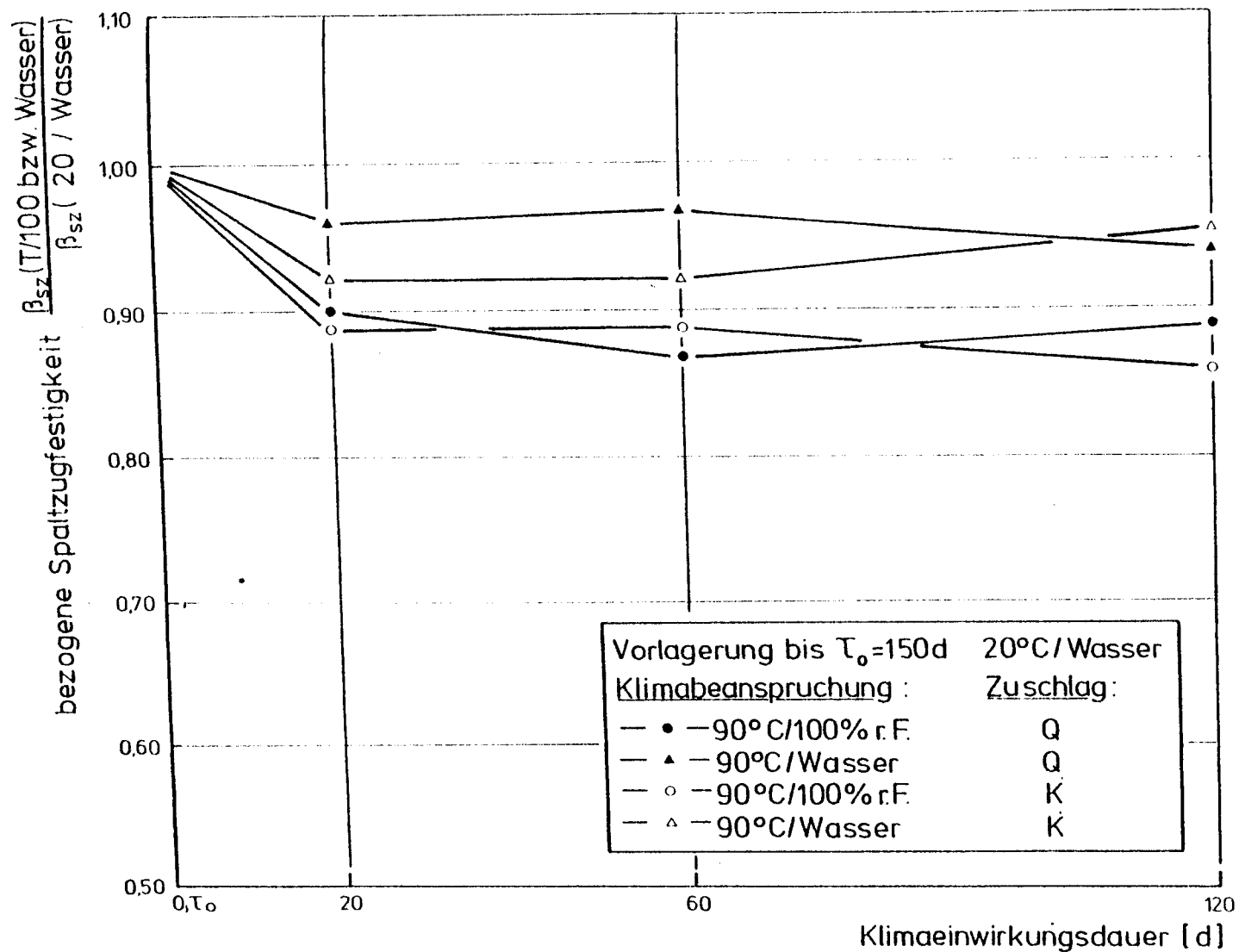


Abb. 4.4.12: Spaltzugfestigkeit nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/Wasser)

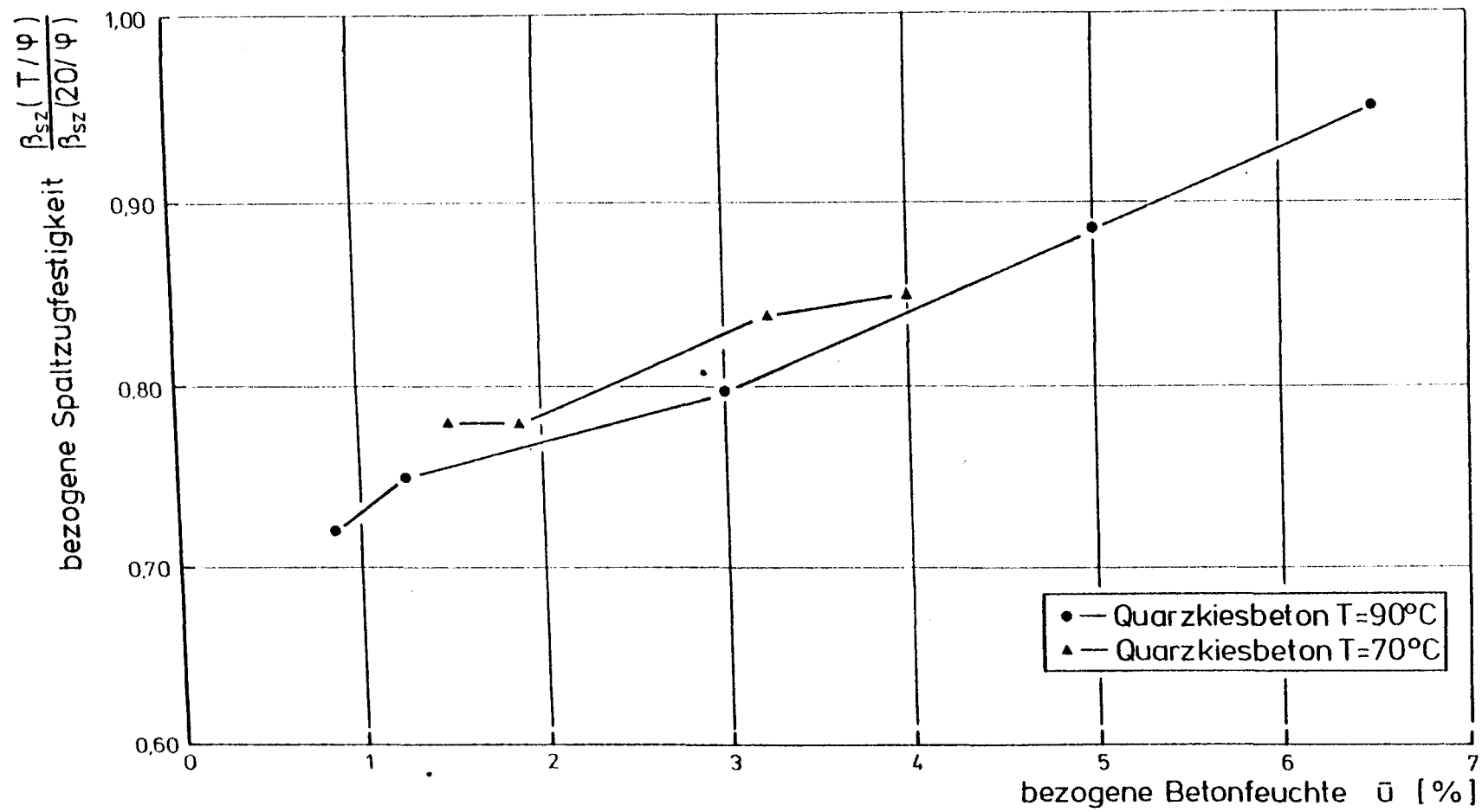


Abb. 4.4.13: Spaltzugfestigkeit von Quarzkiesbeton nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Betonfeuchte

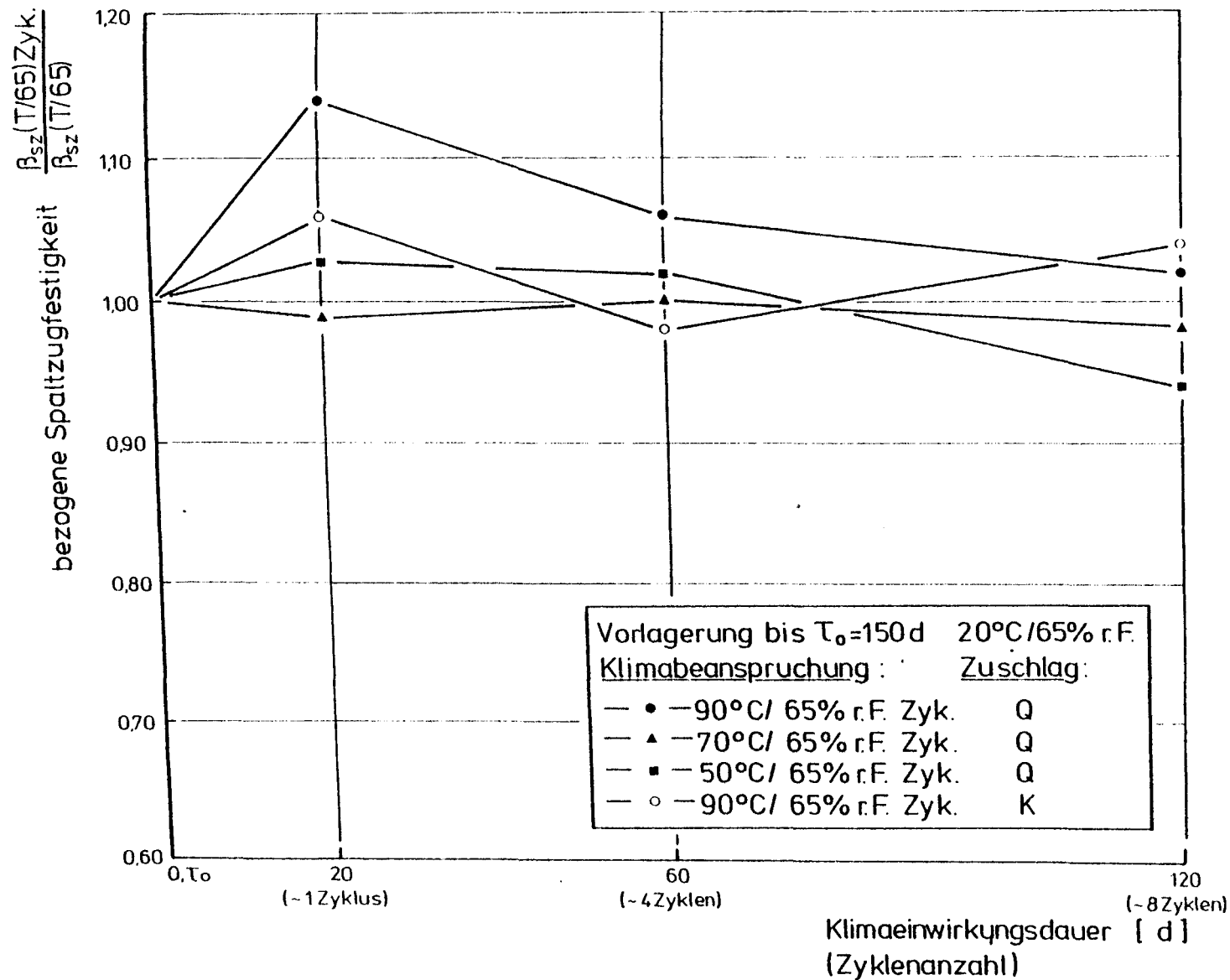


Abb. 4.4.14: Spaltzugfestigkeit nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

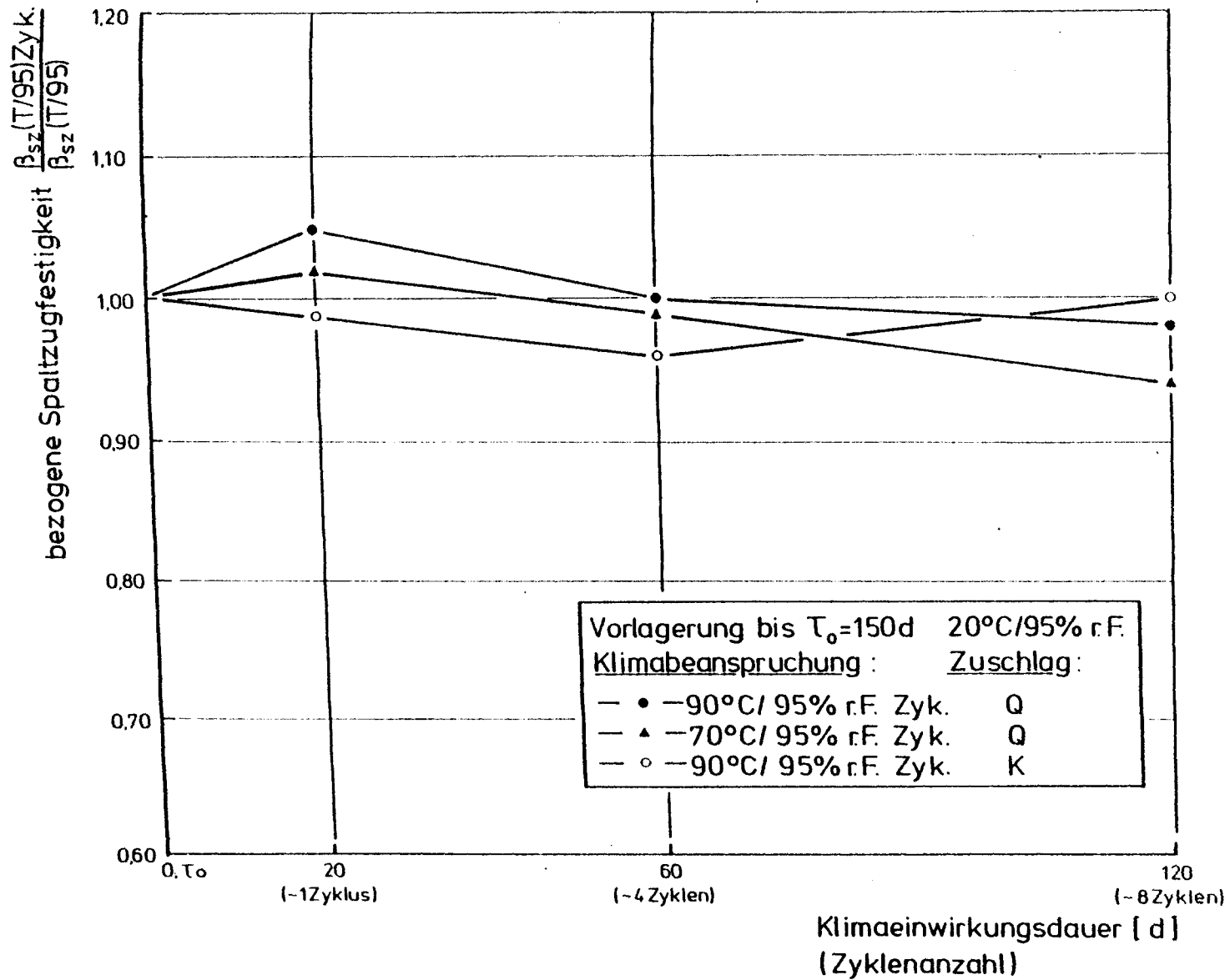


Abb. 4.4.15: Spaltzugfestigkeit nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklusanzahl (Vorlagerung 20°C/95%r.F.)

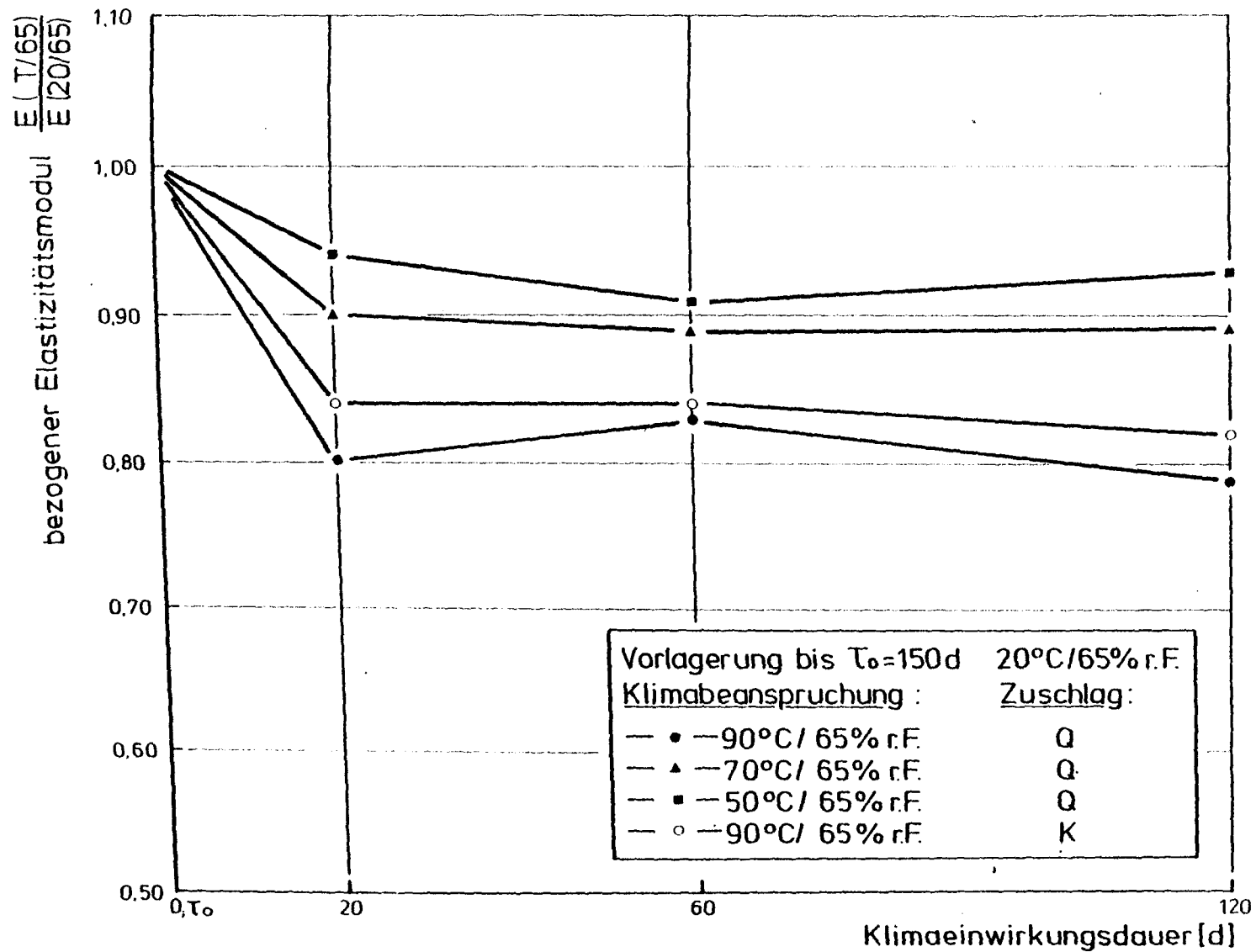


Abb. 4.4.17: E- Modul nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

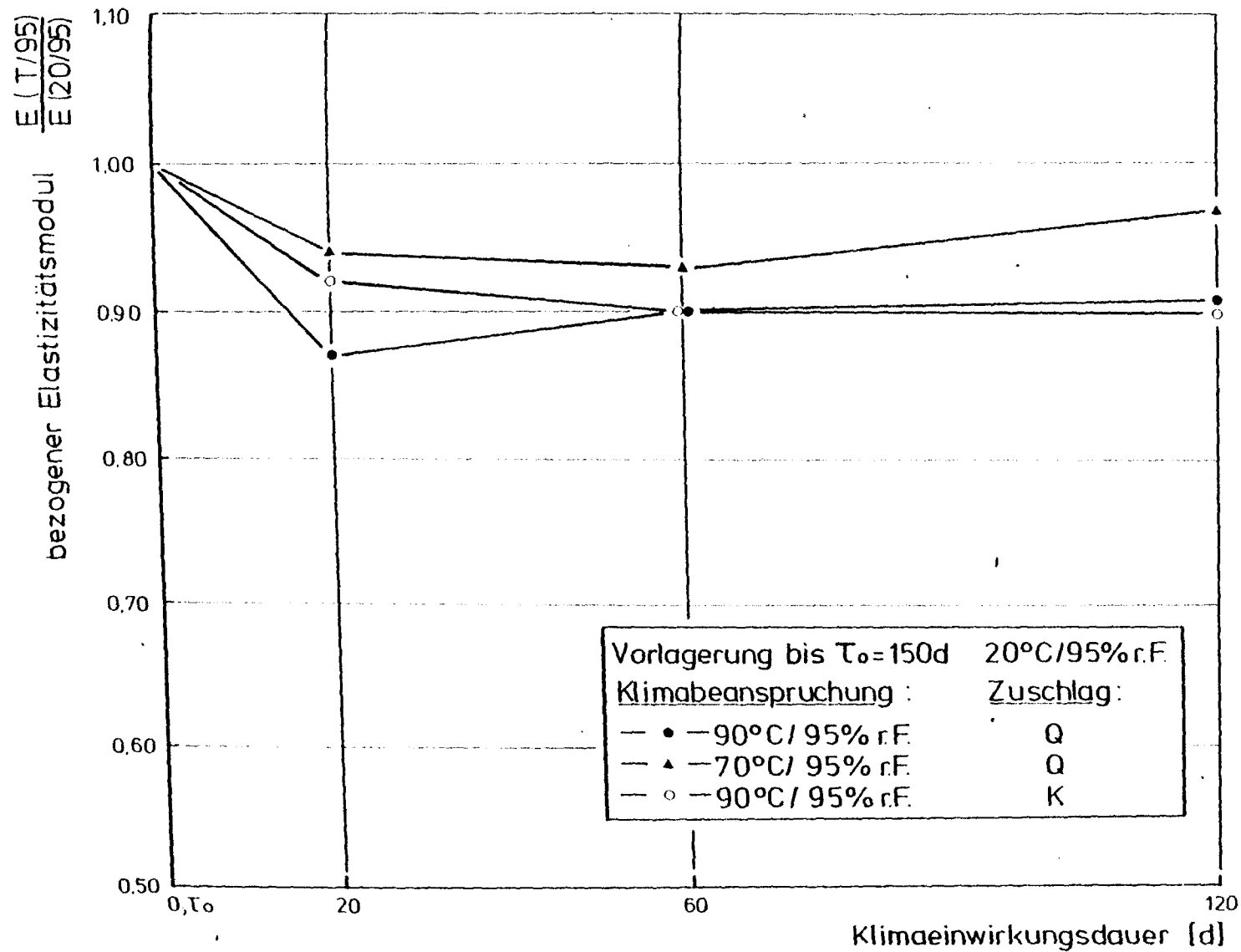


Abb. 4.4.18: E- Modul nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/95%r.F.)

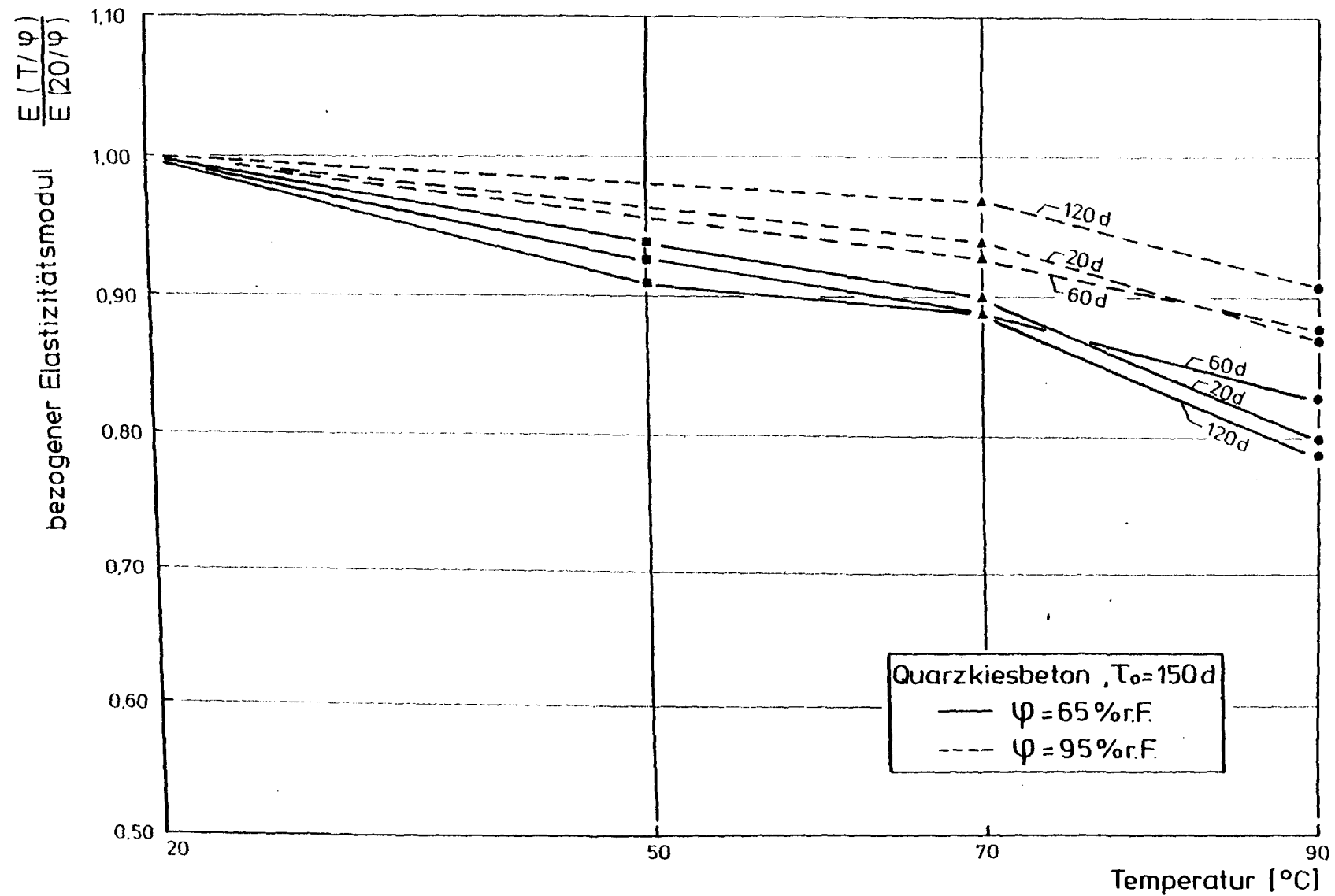


Abb. 4.4.19: E- Modul nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe für unterschiedliche Klimaeinwirkungsdauern

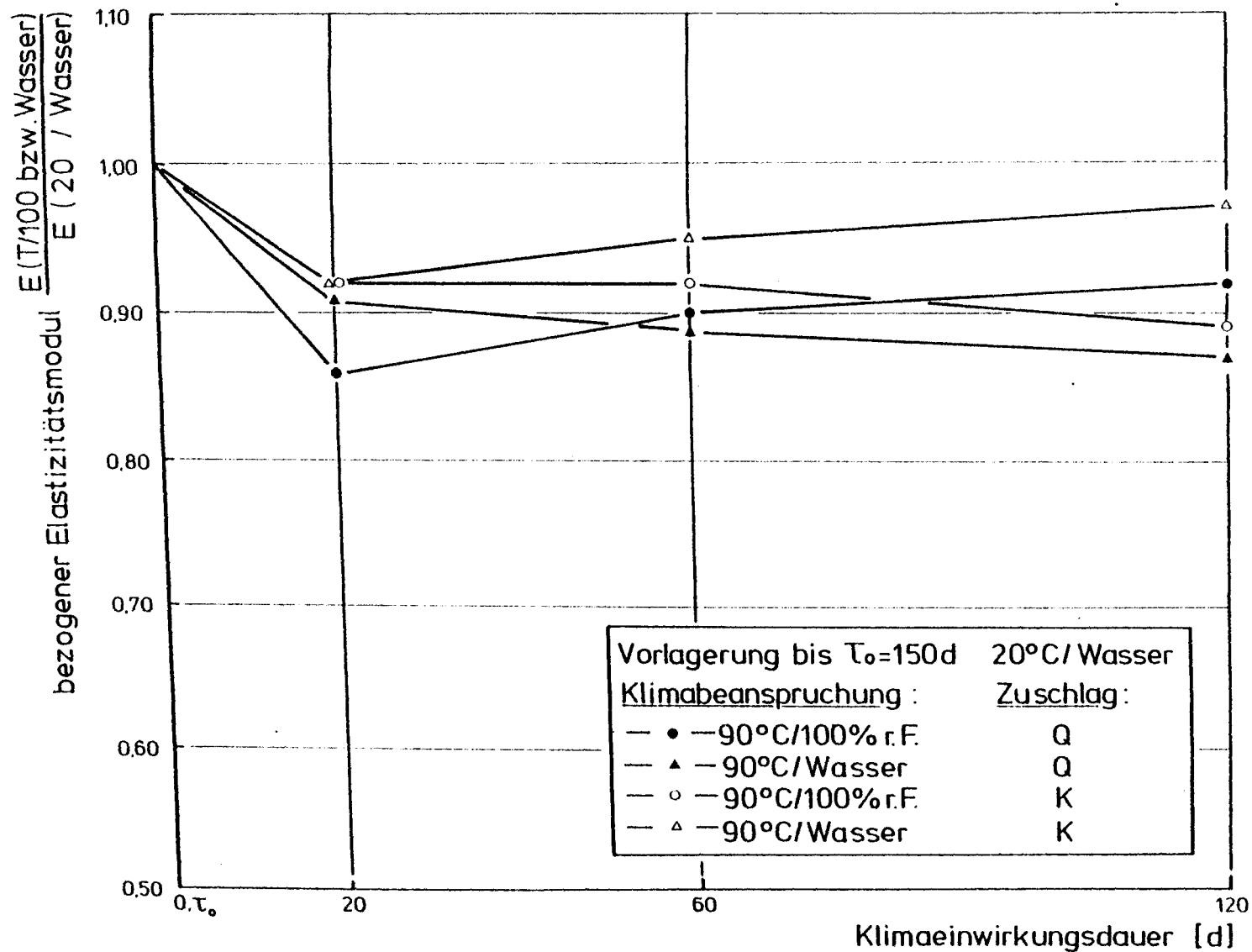


Abb. 4.4.20: E- Modul nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer (Vorlagerung: 20°C/Wasser)

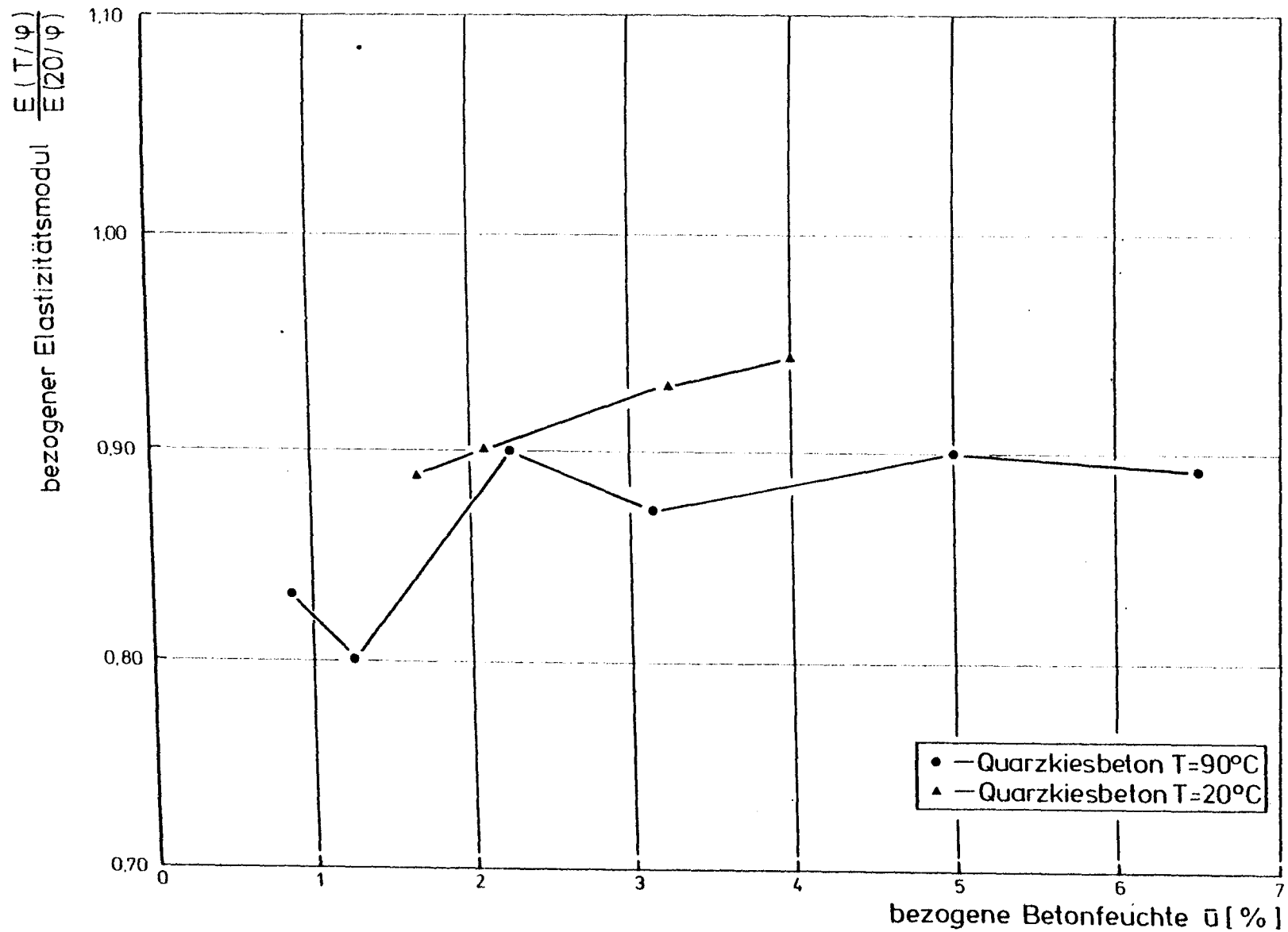


Abb. 4.4.21: E- Modul von Quarzkiesbeton nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Betonfeuchte

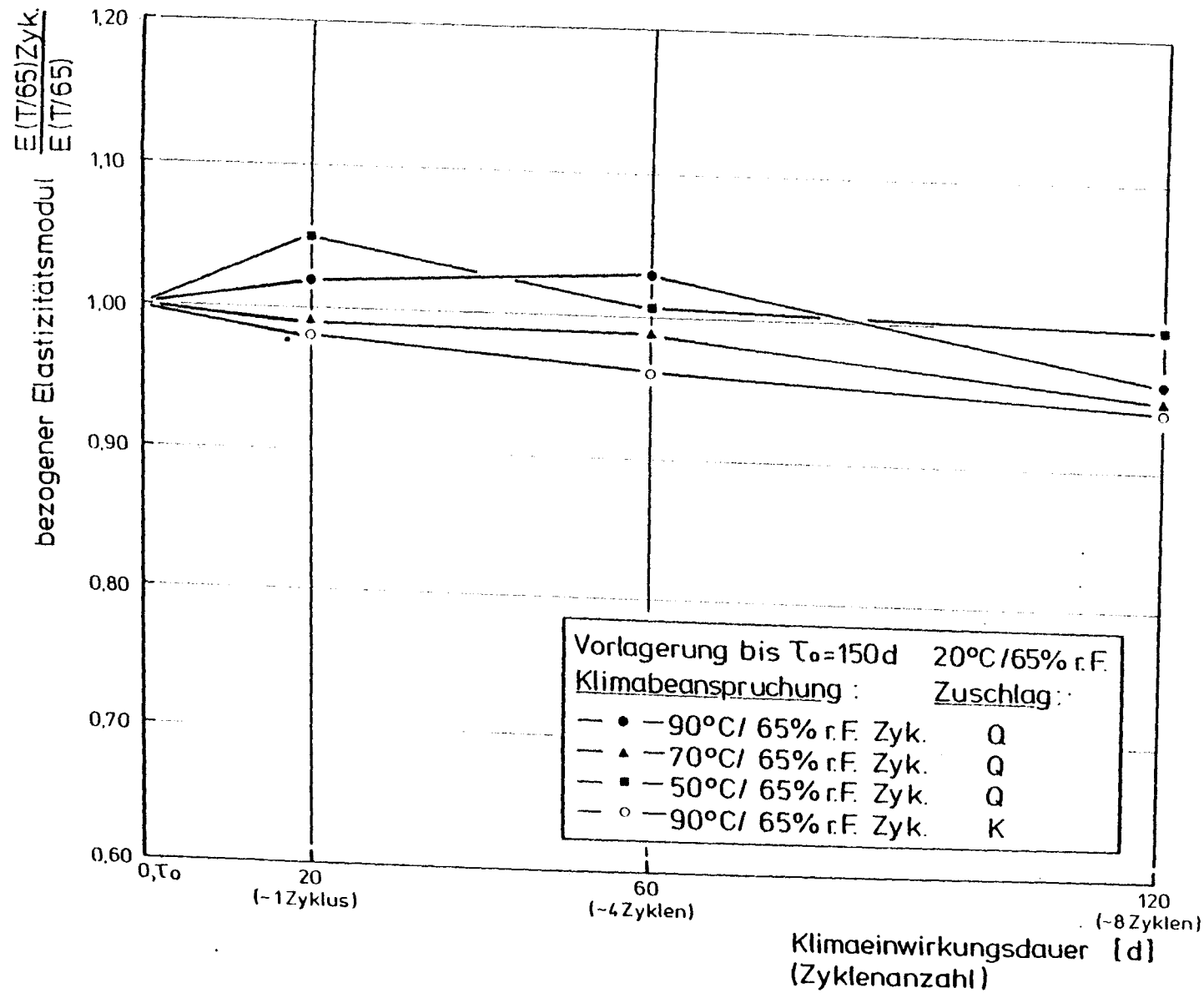


Abb. 4.4.22: E- Modul nach zyklischer Klimaeinwirkung bezogen auf stationäre Einwirkung in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl (Vorlagerung: 20°C/65%r.F.)

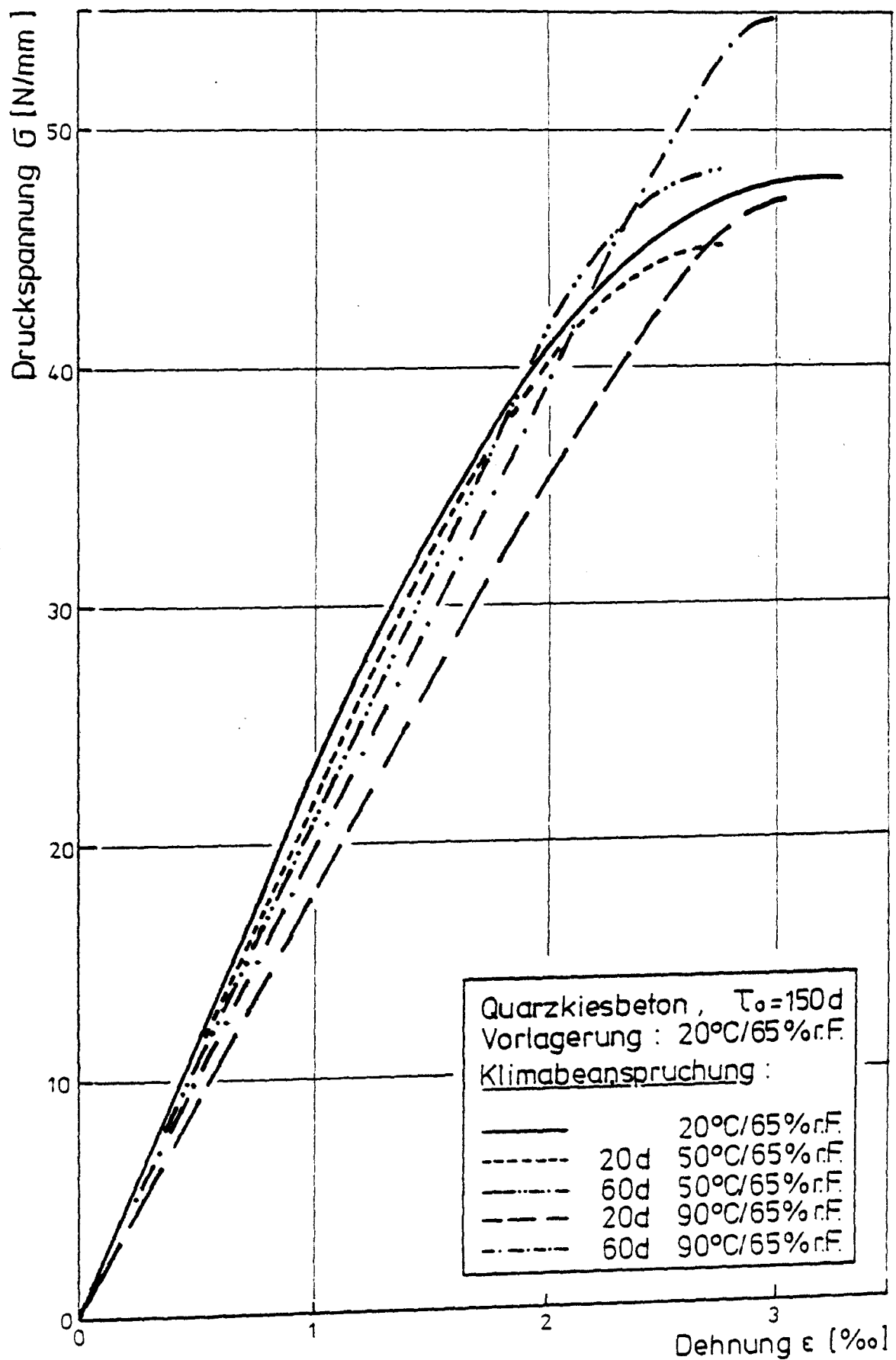


Abb. 4.4.23: Spannungs- Dehnungslinien von Quarzkiesbeton nach Temperierung bei 65%r.F.

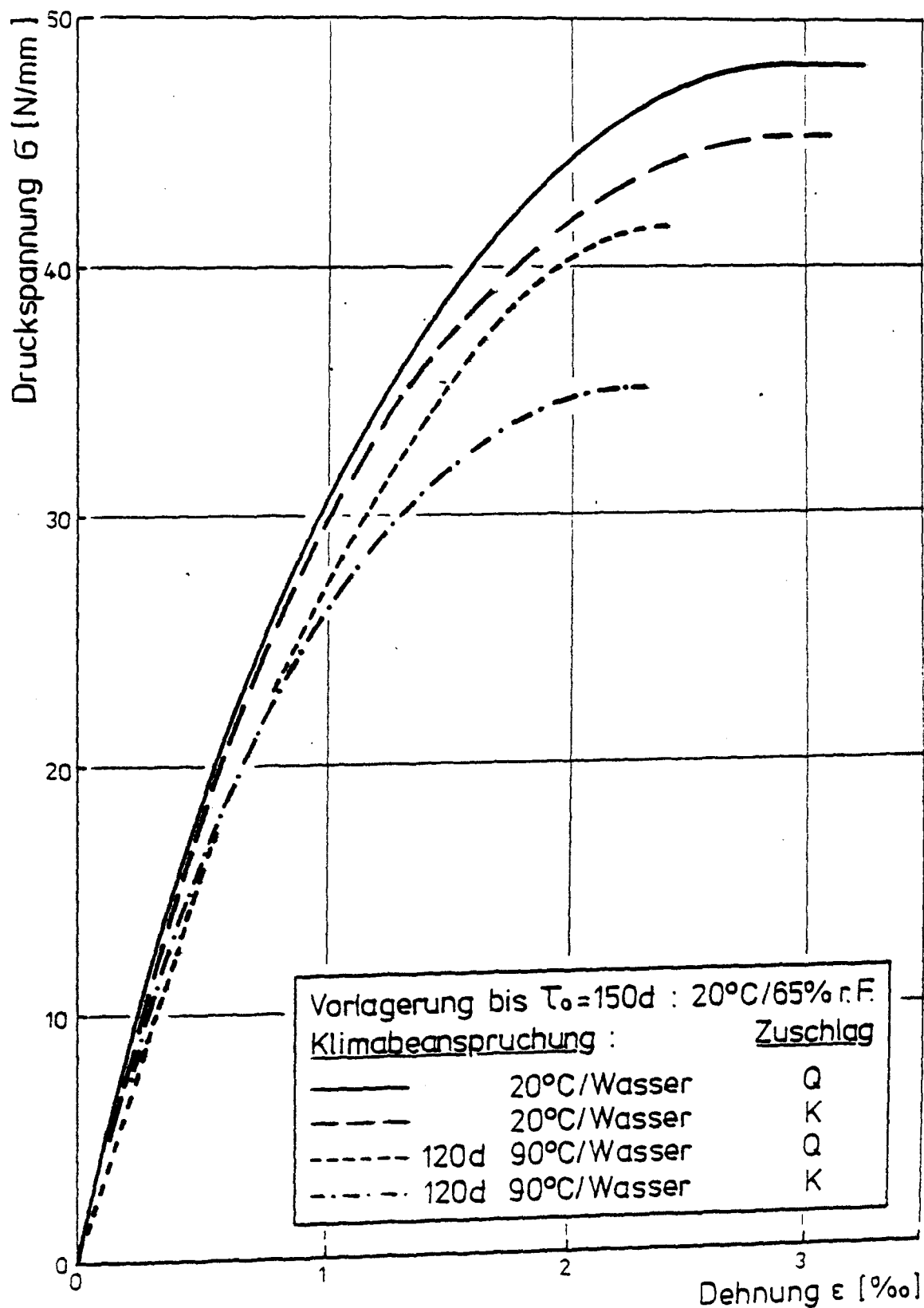


Abb. 4.4.24: Sannungs- Dehnungslinien nach Temperierung bei $T=90^\circ\text{C}$ und Wasserlagerung